

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia

Faculté de la technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Mémoire de fin d'études

En Vue de l'Obtention d'un Diplôme de Master en Génie Civil

Option : Construction Métallique

Thème :

Etude d'un bâtiment en R+4 En Construction Métallique à usage d'habitation contreventé par des palées de stabilité en X et en V.

Présenté par :

**M^r. TAMALOUZT Rachid
M^r. LAGHA Fateh**

Encadreur :

M^r. REMDANI Lyes

Membres de jury :

- GUICHARI Lounis**
- LARABAT ZIANE Ahmed**

Promotion 2015

Remerciements

Nous remercions DIEU qui nous a donné la force

Et la patience pour terminer ce travail.

A notre promoteur Mr: RAMDANI Lyes

Pour son aide et conseil

A l'ensemble des enseignants du département

De Génie civil

Sans oublier ceux qui ont participé de près ou de loin

À la réalisation de ce travail et ceux qui ont fait l'honneur

De juger ce travail.





Didicace



Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents, pour leur sacrifices durant toutes ces années d'études.

A mes frères : Hakim , Kamel , youcef

A mes sœurs : Hakimia, Sabrina , Samia , Ouissam

A ma belle sœur Linda

A mon neveu Islam et son père Brahim

A mes oncles et tantes : Hassan , Djamel , Ferodja , Fatma , Mouhand , Malika , Lamya ...

A ma chère Samira

A toute la famille LAGHA .

A mon binôme Rachid

A tous mes collègues d'études et la promo de Construction Métallique .

A tous mes amis proche ou loin

A tous ceux qui me sont chers, et qu'ils trouvent

Leurs places dans mon cœur.

Fateh .L





Didicace



Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents, pour leur sacrifices durant toutes ces années d'études.

A mes frères : Farid, Larbi, Samir.

A ma petite sœur : Tinhinane

A mes oncles et tantes

A ma chère Ouissam.

A toute la famille TAMALOUZI.

A mon binôme FATEH et sa famille

A tous mes collègues d'études et la promo de Construction Métallique .

A tous mes amis proches ou loins

A tous ceux qui me sont chers, et qu'ils trouvent

Leurs places dans mon cœur.



Rachiiid



Notations

A : Section brute d'une pièce (cm²)

A_v : Aire de cisaillement (cm²)

A_w : Section de l'âme d'une pièce (cm²)

A_s : Section résistante de la tige d'un boulon en fond de filet (cm²)

I_t : Moment d'inertie de torsion (cm⁴)

I_w : Facteur de gauchissement d'une section (cm⁴)

I_y : Moment d'inertie de flexion maximal (cm⁴)

I_z : Moment d'inertie de flexion minimal (cm⁴)

W_{el} : Module de résistance élastique (cm³)

W_{pl} : Module de résistance plastique (cm³)

a : Épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm)

b : Largeur d'une semelle de poutre (cm)

d₀ : Diamètre nominal des tiges des boulons (cm)

N_R : Effort normal résistant (KN)

N_{pl} : Effort normal de plastification (KN)

N_u : Effort normal ultime (KN)

V : Effort tranchant sollicitant (KN)

V_{pl} : Effort tranchant de plastification (KN)

f : Flèche d'une poutre (cm)

f_u : Contrainte de rupture d'une pièce (MPa)

f_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon (MPa)

f_y : Contrainte limite d'élasticité d'un acier (MPa)

$f_{réd}$: Contrainte limite d'élasticité réduite pour l'aire de cisaillement (KN)

σ : Contrainte normale (MPa)

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement (KN)

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)

β_w : Facteur de corrélation (soudures)

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier

$\bar{\lambda}$: Élancement réduit

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

μ : Coefficient de frottement entre 2 pièces en contact

h : Hauteur d'une pièce en général (mm, cm)

i : Rayon de giration d'une section (mm, cm)

l : Longueur en général ou portée d'une poutre (mm, cm, m)

l_d : Longueur de déversement d'une poutre (mm, cm, m)

l_k : Longueur de flambement d'une poutre (mm, cm, m)

R : Rigidité d'une barre (cm³)

t : Épaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm, cm)

t_f : Épaisseur d'une semelle de poutre (mm, cm)

t_w : Épaisseur d'une âme de poutre (mm, cm)

v_s : Distance de la fibre extrême supérieure à l'axe neutre d'une section (mm, cm)

v_i : Distance de la fibre inférieure à l'axe neutre d'une section (mm, cm)

γ_{M_0} : Coefficient partiel de sécurité.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul

I. Introduction.....	2
II. Présentation de l'ouvrage	2
III. Caractéristique de l'ouvrage.....	2

Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

I. Charges permanentes	10
II. Charges d'exploitation.....	12
III. Charges climatique.....	12
IV. Charge sismique.....	32

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

I. Etude des escaliers	36
II. Calcul de L'acrotère	46

Chapitre IV : Calcul des planchers mixtes

I. Introduction.....	52
II. Description d'un plancher collaborant	52
III. Etude de la dalle collaborant	53
IV. Vérification des solives.....	53
V. Calcul des connecteurs	61
VI. Ferrailage de la dalle du plancher	64
VII. Dimensionnement de la console du balcon	68

Chapitre V : Pré dimensionnement des éléments

Modélisation Par éléments finis et dimensionnement de la structure

I. Introduction.....	71
II. Principe de calcul.....	71
III. Modélisation par éléments MEF	83
IV. Introduction au code de calcul ROBOT :.....	84

Chapitre VI : Vérification des éléments

I. Introduction.....	90
II. Vérification de la poutre principale IPE 330.....	90
III. Vérification de la poutre secondaire IPE 300.....	92

IV. Vérification de la solive IPE 140	95
V. Vérification des poteaux HEB 360.....	98
VI. Vérification des systèmes de contreventement	115

Chapitre VII : Calcul des assemblages

I. Généralités	121
II. Assemblage poutre principale- poteau	122
III. Assemblage poutre secondaire-poteau	134
IV. Assemblage solive - poutre principales :	144
V. Assemblage poteau-poteau (HEB 360 - HEB 360).....	151
VI. Assemblage des éléments de contreventements.....	153
VII. Calcul des pieds de poteau.....	182

Chapitre VIII : Calcul de l'infrastructure

I. Introduction.....	192
II. Calcul des fondations.....	192
III. Calcul des longrines	201

Conclusion

Table des tableaux

Tableau II.1 : définition des catégories de terrain (tableau 2.4, Chap. II RNV99).	15
Tableau II.2: Valeurs de la pression dynamique pour les différents niveaux et toiture.	16
Tableau II.3 : Cpe, 10 pour les parois verticales de bâtiment à base rectangulaire.	17
Tableau II.4: Cpe10 pour la terrasse avec acrotère.	19
Tableau II.5: pression statique RDC.	20
Tableau II.6: pression statique 1 ^{er} étage.	20
Tableau II.7: pression statique 2 ^{eme} étage.	20
Tableau II.8: pression statique 3 ^{eme} étage.	20
Tableau II.9: pression statique 4 ^{eme} étage.	21
Tableau II.10: pression statique sur la terrasse.....	21
Tableau II.11: La pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j.	23
Tableau II.12: Force résultante dans chaque niveau.....	23
Tableau II.13: Coefficient extérieur Cpe.....	25
Tableau II.14 : Cpe10 pour la terrasse.	26
Tableau II.15: pression statique RDC.	27
Tableau II.16: pression statique 1 ^{er} étage.	28
Tableau II.17: pression statique 2 ^{eme} étage.	28
Tableau II.18: pression statique 3 ^{eme} étage.	28
Tableau II.19: pression statique 4 ^{eme} étage.	28
Tableau II.20: pression statique sur la terrasse.....	28
Tableau II.21: La pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j.	30
Tableau II.22: Force résultante dans chaque niveau.....	30
Tableau II.23: Valeur du facteur de qualité.....	34
Tableau III.1 : Combinaison des sollicitations.....	48
Tableau V.1 : Récapitulatifs des sections adoptées.....	83
Tableau V.2 : Le pourcentage de participation de masse.....	84
Tableau V.3 : Valeurs des déplacements dus aux forces sismiques.....	87
Tableau V.4 : Déplacements horizontaux et relatifs sous séisme.	87
Tableau V.5 : Effet P - Δ suivant X-X	89
Tableau V.6 : Effet P - Δ suivant Y-Y.	89
Tableau VI.1 : Vérification du sommier avec robot.....	91
Tableau VI.2 : Vérification de la poutre secondaire avec robot.....	94
Tableau VI.3 : Vérification de la solive avec robot.	96
Tableau VI.4 : Vérification du poteau avec robot.	102
Tableau VI.5 : Vérification de la cornière en X.	117
Tableau VI.6 : Vérification de la cornière en V inversé.	119

Tableau (VIII.1) : Les sollicitations à la base des poteaux HEB 360.	193
Tableau (VIII.2) : Les sollicitations à la base de la semelle.....	196
Tableau (VIII.3) : Vérification des contraintes dans le sol.	196
Tableau (VIII.4) : la section des armatures des semelles.	200

Introduction générale

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment (**R+4**) en construction métallique, à usage **d'habitation**.

Le dimensionnement de notre structure se réalisera selon les étapes suivantes :

- Une présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La détermination des actions présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments du bâtiment selon l'EUROCODE 03
- L'étude sismique du bâtiment selon le (RPA)
- La vérification des planchers
- L'étude dynamique du bâtiment qui sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ROBOT.

L'étude de notre structures est une étape clé et un passage obligatoire à fin de mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation d'ingénieur.

La conception de se projet s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels; structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Les conditions économiques.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage et Hypothèses de calcul

I. Introduction :

L'étude d'un projet en génie civil nécessite des connaissances de base pour obtenir une structure sécuritaire et économique à la fois, et pour cela la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable.

II. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment en R+4 à usage d'habitation en ossature métallique est implanté à **REMILA** wilaya de Bejaia, qui est classée comme suit selon les règlements algériens (RNVA99 et RPA 99 version 2003) :

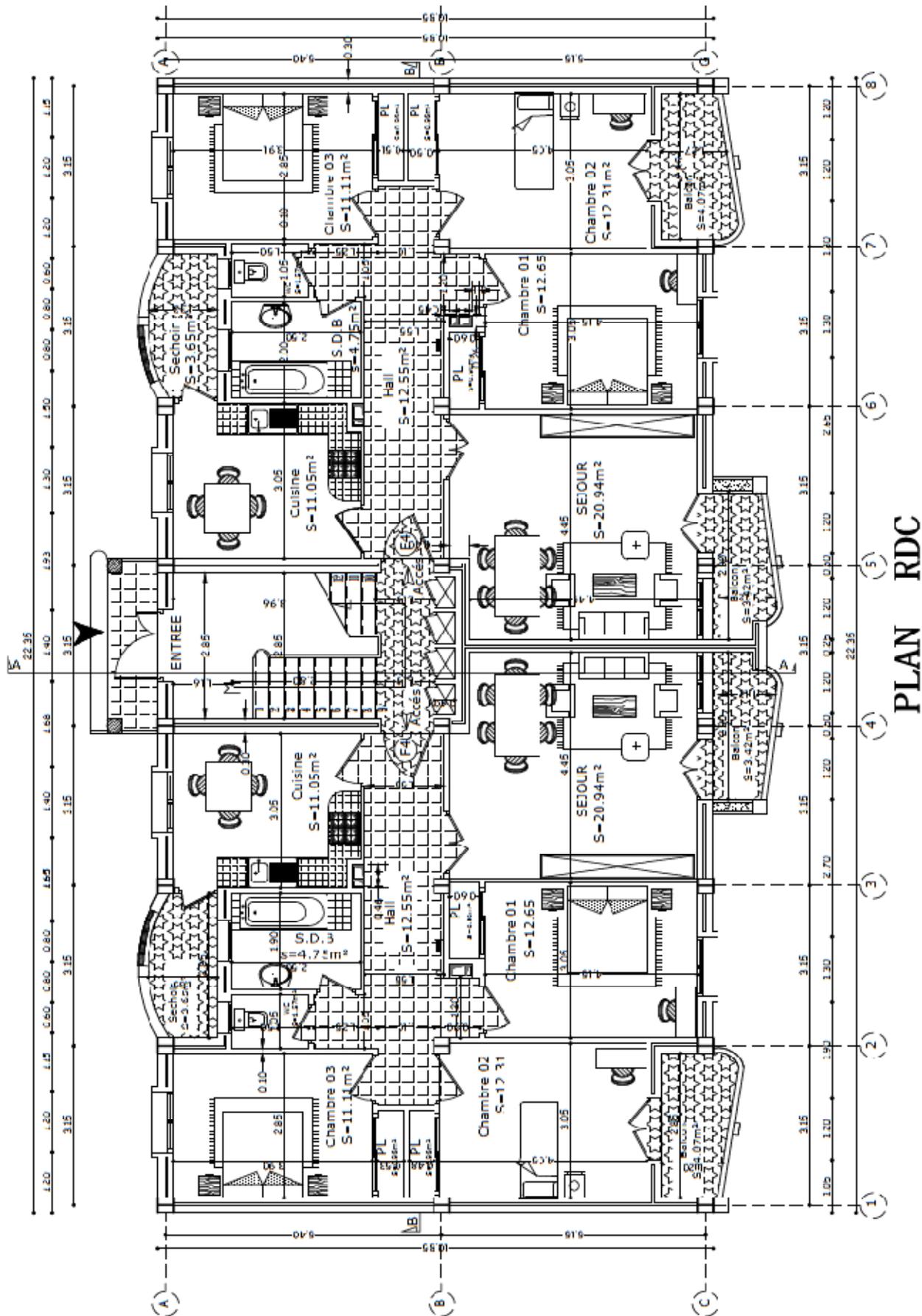
- Zone **A** pour la neige.
- Zone **I** pour le vent.
- Zone **IIa** pour le séisme (moyenne sismicité)

III. Caractéristique de l'ouvrage :

1. Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- _ Longueur totale entre axe : 22,05 m
- _ Largeur totale entre axe : 10,55 m
- _ Hauteur de chaque niveau : 3,4 m
- _ Hauteur totale y compris l'acrotère : 19,13 m
- _ Hauteur de l'acrotère : 0,6 m



PLAN RDC

2. Caractéristiques structurales :

➤ Ossature de la structure :

L'ossature de la structure est constituée par des portiques métalliques et des contreventements qui assurent la stabilité verticale et horizontale. Pour une première conception nous allons opter pour des poteaux en HEA et des poutres en IPE.

➤ Planchers :

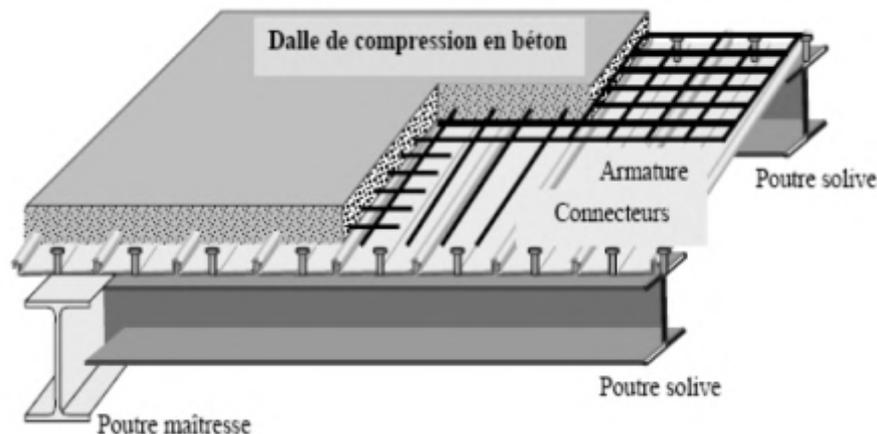
Pour notre bâtiment, concernant les planchers courants, on a choisi des planchers mixtes à dalle collaborant dont la composition est illustrée sur la figure (1).

Une dalle en béton armé dans l'épaisseur est : $e = 12 \text{ cm}$

Une tôle nervurée de type TN 40.

Des poutres secondaires (solives).

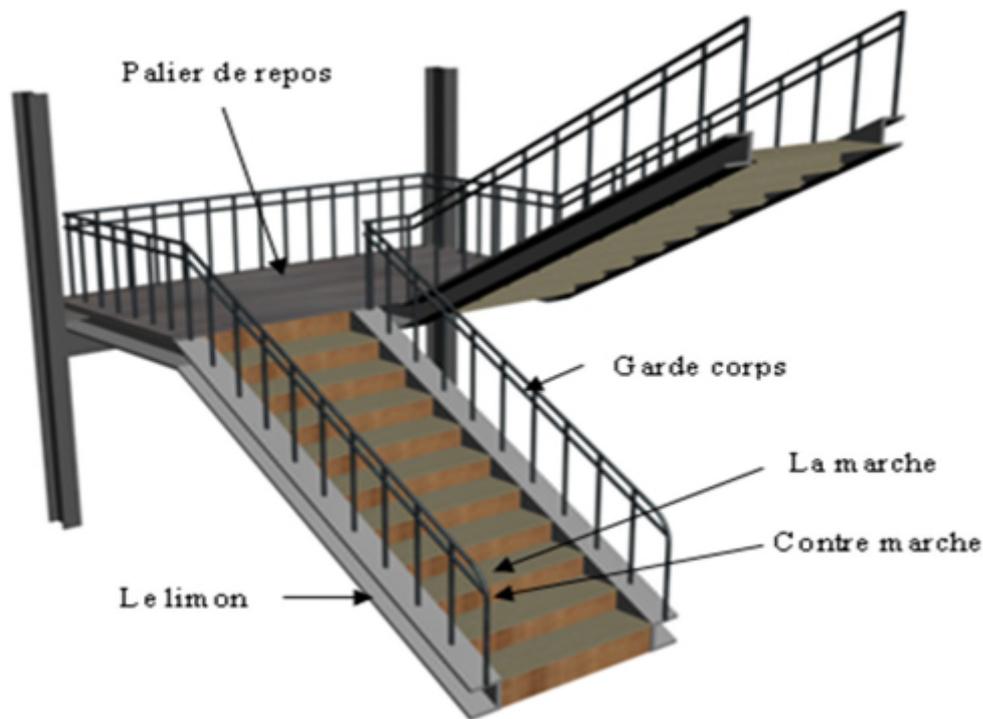
Des goujons connecteurs.



Figure(I.1) : Composition du plancher mixte collaborant.

➤ Escaliers :

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier (constitué d'un palier de repos et de deux volées), il est en structure métallique, les marches en tôle, revêtues avec du béton et carrelage.



Figure(I.2) : présentation des escaliers.

➤ **L'acrotère :**

Est un élément coulé sur place, encastré dans le plancher terrasse.

➤ **Maçonneries :**

Les murs extérieurs seront en double cloisons en briques creuses de (15+10) cm avec une lame d'air de 5cm, les murs intérieurs seront en briques creuses de 10cm.

➤ **Revêtement :**

Le revêtement horizontal sera en carrelage pour toutes les pièces.

Le revêtement vertical sera en plâtre pour les murs et plafonds, et en mortier de ciment pour les parements extérieurs.

4. Régularité de la structure :

Selon le RPA, version 2003 (article 3.5), un bâtiment est classé régulier si on respecte les deux critères suivants :

- **Régularité en plan :**

Les quatre conditions selon l'article 3.5.1.a du RPA 99 sont vérifiées, donc la structure est régulière en plan.

- **Régularité en élévation :**

Les quatre conditions selon l'article 3.5.1.b du RPA 99 sont vérifiées, donc la structure est régulière en élévation.

Conclusion :

Selon les deux critères précédents, le bâtiment est classé régulier dans les deux directions de calcul.

III. Hypothèses de calcul :

1. Règlements utilisés :

RPA99/2003 (règles parasismique Algériennes).

D.T.R.B.C.2.44, Euro code 3 (règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM 97 »).

Euro code 4 (conception et dimensionnement des structures mixtes acier béton).

D.T.R.B.C.2.2 (charges permanentes et charges d'exploitations).

D.T.R.C 2-4.7 (règlement neige et vent « RNV99 »).

BAEL 91-CBA93 (béton armé aux états limites).

2. Actions et combinaisons d'actions :

- **Les actions :**

- **Actions permanentes G_i :**

- Poids propre des éléments de la construction ;
- Poids propre des équipements fixes.
- Action de précontrainte
- Déplacement différentiel des appuis

- **Actions variables Q_i :**

- Charges d'exploitation ;
- Charges appliquées en cours d'exécution
- Action des gradients thermique
- Action de vent → **W**
- Action de la neige → **S**

- **Actions accidentelles E_i :**

- Séisme → **E**
- Explosions

- **Combinaisons d'actions** « CCM97-article 2.3.2.2 » :

➤ **Situations durable :**

- **ELU :**

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j \gamma_{G_j} \cdot G_{k_j} + 1,5 \cdot Q_{k,max}$$

- Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j \gamma_{G_j} \cdot G_{k_j} + 1,35 \cdot \sum_{i>1} Q_{ki}$$

Avec :

G_{k_j} : Valeur caractéristique des actions permanentes ;

Q_{ki} : Valeur caractéristique des actions variables ;

$$\begin{cases} \gamma_{G_j} = 1,35 \rightarrow \text{Si l'action agit défavorablement} \\ \gamma_{G_j} = 1 \rightarrow \text{Si l'action agit favorablement.} \end{cases}$$

- **ELS :**

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j G_{k_j} + Q_{k,max}$$

- Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j G_{k_j} + 0,9 \cdot \sum_{i>1} Q_{ki}$$

➤ **Situations accidentelles** « RPA 99 version 2003 article 5.2 » :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

$$G + Q \pm E$$

$$G + Q + 1,2 \cdot E \text{ (Cas de portiques auto-stables)}$$

$$0,8 \cdot G \pm E$$

3. Limite des flèches et des déplacements :

- **Flèches verticales :**

- Toitures en général : $f < \frac{l}{200}$ avec $\delta_2 < \frac{l}{250}$
- Plancher en général : $f < \frac{l}{250}$ avec $\delta_2 < \frac{l}{200}$
- Plancher supportant des poteaux : $f < \frac{l}{400}$ avec $\delta_2 < \frac{l}{500}$

l : Longueur de la poutre considérée.

- **Flèches horizontales :**

- Poteaux de portique en générale : $\Delta < \frac{l}{300}$
- Poteaux de portique avec pont roulant: $\Delta < \frac{l}{500}$

4. Matériaux utilisés :

- **Acier de construction :**

Tous les composants de la structure métallique seront des produits sidérurgiques laminés à chaud, le choix de ce type de produits répond aux exigences fixées par le RPA (art 8.2.2).

➤ **Résistance :**

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le tableau 3-1 du CCM97.

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est S235.

➤ **Ductilité :**

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- La contrainte à la rupture en traction f_u doit être supérieure à 20% au moins à la limite d'élasticité f_y ;
- L'allongement à la rupture ϵ_u doit être supérieur à 15% ;
- L'allongement à rupture ϵ_u (correspondant à f_u) doit être supérieur à 20 fois l'allongement ϵ_y (correspondant à f_y).

➤ **Coefficient de calcul de l'acier :**

Pour la réalisation de notre structure on a utilisé l'acier S235 de caractéristiques :

Nuance d'acier	S 235
La limite élastique	$f_y = 235$ Mpa
La résistance à la traction	$f_u = 360$ Mpa
La densité volumique	$\rho = 7\,850$ kg/m ³
Module d'élasticité longitudinale	$E = 210\,000$ Mpa
Module d'élasticité transversale	$G = 84\,000$ Mpa
coefficient de Poisson	$\nu = 0,3$

• **Béton :**

Pour la réalisation des fondations et des planchers, on a utilisé un béton C25/30 de caractéristiques :

Classes de résistance du béton	C25/30
La résistance à la compression	$f_{c28} = 25$ Mpa
La résistance à la traction	$f_{t28} = 2,6$ Mpa
La densité volumique	$\rho = 2500$ kg/m ³
Coefficient de retrait	$\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$
Module sécant d'élasticité	$E_{cm} = 30\,500$ Mpa
Coefficients d'équivalence	$n = 13,77$

• **Aciers de ferrailage :**

Pour ferrailer l'acrotère on a utilisé des treillis soudés de type **HA**, les caractéristiques sont :

Nuance d'acier	F _e E 400
La limite élastique	$f_e = 400$ Mpa
La densité volumique	$\rho = 7\,850$ kg/m ³
Module d'élasticité longitudinale	$E = 210\,000$ Mpa
La limite élastique	$f_e = 400$ Mpa

Chapitre II

Evaluation des charges et surcharges

Dans ce présent chapitre nous allons déterminer les différentes actions aux quelle notre structure sera soumise :

- Actions permanentes
- Actions variables
- Action du vent
- Action de la neige
- La température
- Action du séisme

On utilise pour cela les documents techniques réglementaires suivants :

Le (D.T.R-BC.2.2) pour déterminer les charges permanentes ainsi que d'exploitation.

L'(RNVA99) pour les charges du vent et la neige.

L'(RPA2003) pour la charge sismique.

I. Charges permanentes :

a) Plancher terrasse :

- Gravieron de protection (e=4cm)..... $0.2*4=0.8 \text{ KN/m}^2$
 - Etanchéité multicouches (e=2cm)..... 0.12 KN/m^2
 - Isolation thermique (liège) (e=4cm)..... $0.04*4=0.16 \text{ KN/m}^2$
 - Forme de pente (e=8cm)..... $0.08*22=1.76 \text{ KN/m}^2$
 - Tôle type TN40 (e=1mm)..... 0.09 KN/m^2
 - Plaques de plâtre (e=1.5cm)..... $0.09*1.5=0.15 \text{ KN/m}^2$
 - Dalle en béton armé(e=12cm)..... $0.12*25=3 \text{ KN/m}^2$
- G = 6.08 KN/m²**

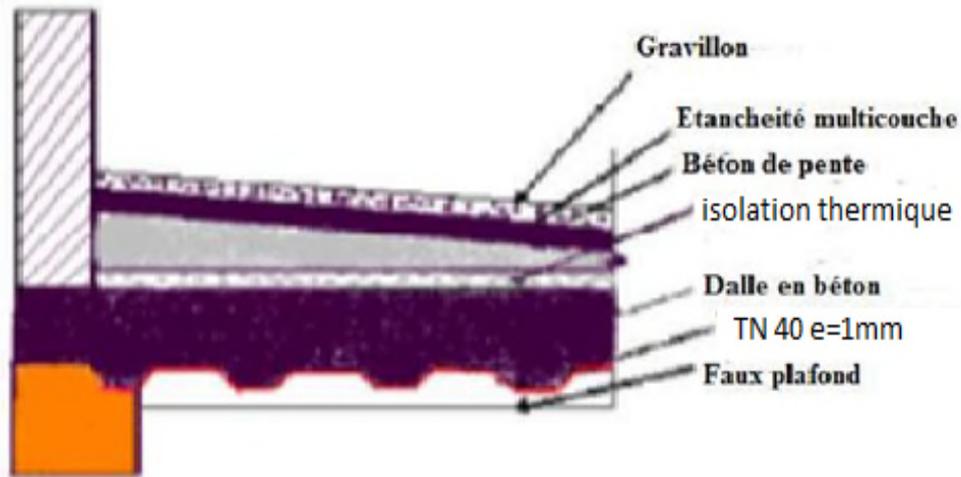


Figure (II.1) : Composition du plancher terrasse.

b) Plancher courant :

- 1-Cloison de séparation (y compris l'enduit en plâtre (e=10cm)).....1,2 KN/m²
- 2-Revêtement en carrelage (e=2cm).....2*2=0.4 KN/m²
- 3- Mortier de pose(e=1.5).....2*1.5=0.3 KN/m²
- 4-lit de sable(e=2cm).....18*0.02=0.36 KN/m²
- 5-Plaques en plâtre(e=1.5cm)..... 1.5 = 0.15 KN/m²
- 6-Dalle en béton arme(e=12cm).....5 = 3 KN/m²
- 7-tôle type TN40 (e=1mm).....0.09 KN/m²

G = 5.5 KN/m²

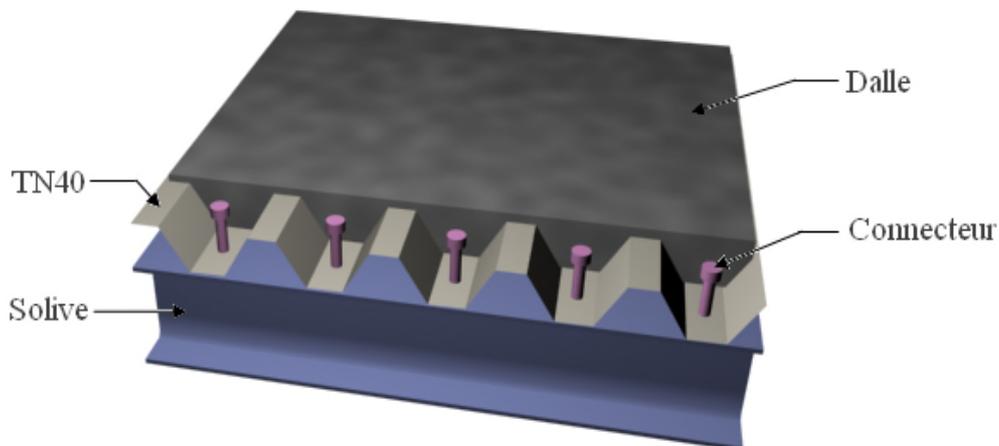


Figure (II.2) : Composition d'un plancher mixte.

c) Murs extérieurs:

- Enduit intérieur en plâtre (e = 1,5cm).....0,15 KN/m²
- brique creuse (10 + 15cm).....2,2 KN/m²
- Enduit extérieur en ciment (e = 2cm).....0,36 KN/m²
- Lamelle d'air (e=5cm).....0 KN/m²

$$G = 2,71 \text{ KN/m}^2$$

d) Murs intérieurs:

- Enduit en plâtre (e=1,5cm).....0,15 KN/m²
- Brique creuses (e=10cm).....0,9 KN/m²
- Enduit en plâtre (e=1,5cm).....0,15 KN/m²

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

II. Charges d'exploitation :

- Plancher terrasse1 KN/m²
- Plancher courant.....1.5 KN/m²

III. Charges climatique :

L'étude climatique est un point essentiel pour déterminer les différentes sollicitations sur notre structure, produites par la charge de la neige et les efforts dynamiques du au vent. La réglementation en vigueur (RNVA99), nous fournis les principes généraux et les procédures à suivre afin de mieux prévoir ce phénomène et de mener des calculs conformes.

1. Action de neige :

L'étude de neige à pour but de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de neige et notamment sur la toiture.

La charge caractéristique de neige S (KN/m²) par unité de surface en projection horizontale de toiture s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \quad [\text{KN/m}^2]$$

Où :

S_k : Valeur de la charge de neige sur le sol donnée par le règlement RNVA99 dans le paragraphe 4 en fonction de la zone et l'altitude neige.

μ : coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donné au paragraphe 6RNV A99.

D'après la carte de zonage de la neige en Algérie, la wilaya de Bejaia est située en A.

$$S_k = \frac{0.07 H + 15}{100}$$

Pour notre projet implanté à **REMILA** à une altitude du site $H = 111$ m considérée par rapport au niveau de la mer : $S_k = 0.228$ m

Le projet ne présente pas des discontinuités de niveaux, et on a une pente de 3% comprise entre 0° et 30° donc $\mu = 0.8$ d'après le tableau 6.2 de RNVA99.

Alors la charge de neige est: $S = 0.8 \times 0.228$

$$S = 0.182 \text{ KN/m}^2.$$

2. Action du vent :

La réglementation (RNVA99), nous fournit les principes généraux et les procédures à suivre afin de mieux prévoir ce phénomène et de mener des calculs conformes.

Les valeurs de pression de vent dépendent de :

- Catégories de la structure.
- Hauteur de l'ouvrage.
- La zone d'implantation de l'ouvrage.
- Catégories de terrain et site.
- La forme géométrique de l'ouvrage.

Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions principales du vent, qui sont perpendiculaires aux parois de la construction (figure II.1).

- La direction « V1 » du vent : perpendiculaire à la façade principale (long pan).
- La direction « V2 » du vent : parallèle à la façade principale (pignon).

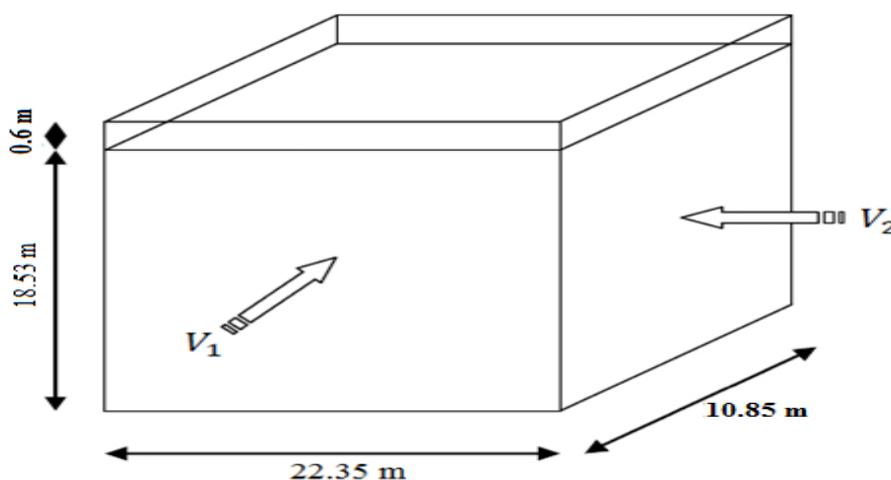


Figure (II.3) : Les deux directions principales du vent.

L'action du vent donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn} (Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \dots\dots\dots [N / m^2] \quad \text{(Formule 2.1 RNV99)}$$

C_d : Coefficient dynamique de la construction.

$q_{dyn} (Z_j)$: (En N/m^2) est la pression dynamique du vent calculée à la hauteur Z relative à l'élément de surface j .

C_{pe} : Le coefficient de la pression extérieure.

C_{pi} : Le coefficient de la pression intérieure.

a) Détermination du coefficient dynamique C_d :

La valeur de C_d doit être déterminée à l'aide des abaques en fonction de la dimension horizontale b (en m) perpendiculaire à la direction de vent prise à la base de la construction et la hauteur h (en m) de la construction.

Vent perpendiculaire au long-pan : $h=18.53$ m ; $b=22.35$ m $C_d = 0.93$

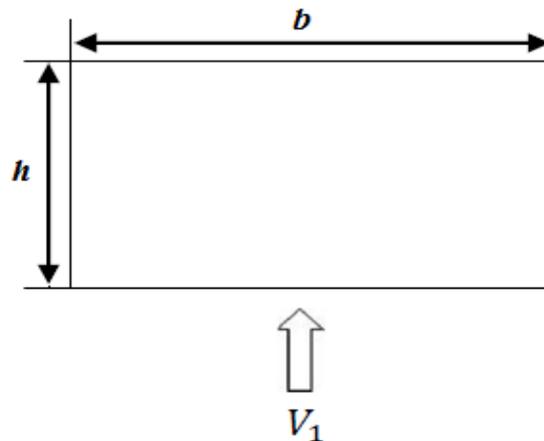


Figure (II.4) : Vent perpendiculaire à la façade principale.

Vent perpendiculaire au pignon : $h= 18.53$ m ; $b= 10.85$ m $C_d = 0.97$

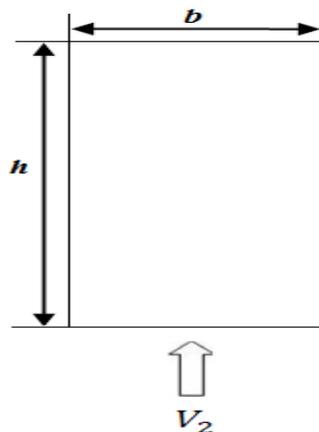


Figure (II.5) : Vent parallèle à la façade principale.

Et comme $C_d < 1,2$ la structure est sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent (Chap. I, paragraphe 3.2 du RNV99).

- Effet de la région :

Notre structure est située dans la zone I, dont la pression de référence est donnée par le tableau 2.3 du RNV99 (Chap. II) : $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$.

- Effet de site :

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

La catégorie de terrain est **IV**, les valeurs des paramètres suivants sont données dans le tableau 2.1.

K_T : facteur de terrain.

$Z_0(m)$: paramètre de rugosité.

Z_{min} (m) : hauteur minimale.

Tableau (II.1) : définition des catégories de terrain (tableau 2.4, Chap. II RNV99).

Catégories du terrain	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)
IV	0.22	0.3	8

b) Calcul de la pression dynamique :

La hauteur de la construction est supérieure à 10 m, doit être considérée comme étant constituée de n éléments de surface. (n : nombre de niveaux de la construction), de hauteur égale à la hauteur d'étage pour les parois verticales et la hauteur totale pour la toiture.

La pression dynamique qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule (2.12, Chap. II RNV99).

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j) \quad (\text{N/m}^2).$$

Avec :

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

$C_e(Z_j)$: est le coefficient d'exposition au vent (§ 3.3 Chap. II RNV99), donné par la formule suivante :

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_t(Z) \times C_r(Z)} \right]$$

$$\begin{cases} C_r(Z) = K_T \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m.} \\ C_r(Z) = K_T \cdot \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) & \text{pour } Z < Z_{min}. \end{cases}$$

Z : la hauteur considérée est:

- La distance verticale mesurée à partir 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.

Tableau (II.2): Valeurs de la pression dynamique pour les différents niveaux et toiture.

Niveau	Z(m)	C_r	C_e	q_{dyn} (N/m ²)
R.D.C	1.53	0.722	1.634	612.75
1 ^{er} étage	3.23	0.722	1.634	612.75
2 ^{eme} étage	6.63	0.722	1.634	612.75
3 ^{eme} étage	10.03	0.772	1.785	699.375
4 ^{eme} étage	13.43	0.836	1.987	745.125

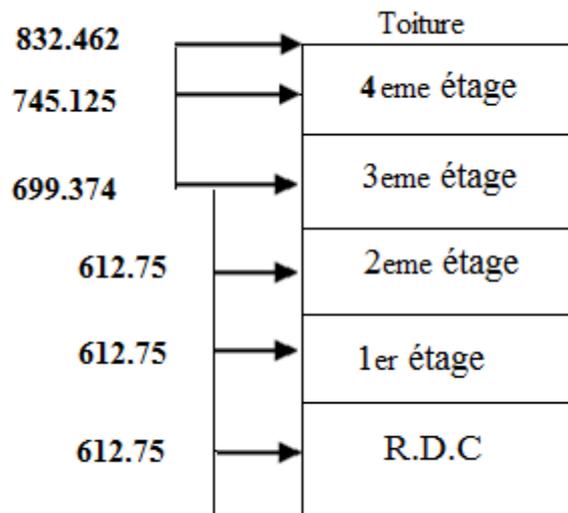


Figure (II.6) : répartition des pressions dynamique.

* Vent perpendiculaire à la façade principale (sens V1) :

c) **Coefficient de pression extérieur (C_{pe}) :**

Pour chaque direction du vent considéré à partir du paragraphe 1.1.2, figure 5.1 et le tableau 5.1, chapitre 5 du RNV99, on' a les différentes zones de pressions et les valeurs des coefficients C_{pe} :

- **Parois verticales :** Pour cette direction du vent on a : $b = 22.35$ m, $d = 10.85$ m et $h = 18.53$ m, $e = \min [b, 2h]$.
 $e = 22.35$ m.

On a : $e > d = 10.85\text{m}$ (largeur du bâtiment).

$$\frac{e}{5} = \frac{22.35}{5} = 4.47\text{ m.}$$

Les valeurs des coefficients correspondant à cette zone sont données dans la figure ci-dessous :

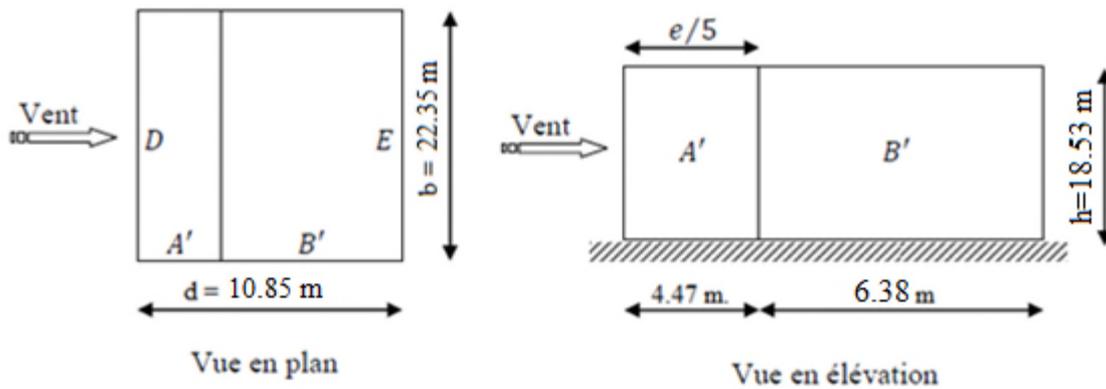


Figure (II.7): Zone de pression pour les parois verticales.

Tableau (II.3) : $C_{pe,10}$ pour les parois verticales de bâtiment à base rectangulaire.

Zone	A`	B`	D	E
$C_{pe} = C_{pe,10}$	-1	-0.8	+0.8	-0.3

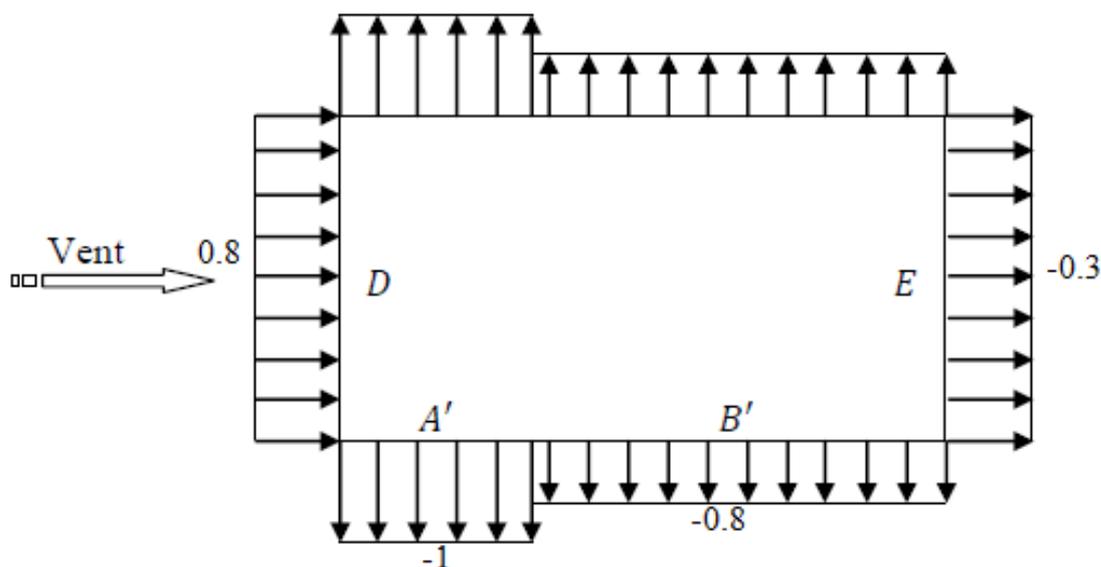


Figure (II.8) : répartition de $C_{pe,10}$ sur façade principale.

➤ **Terrasse avec acrotère:** Les toitures plates ont une pente inférieure ou égale à 4°.

Selon l’RNVA [Chap. 5 Paragraphe 1.1.3] les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées sur la figure ci-dessous :

$h_p = 0,6$ m (hauteur de l’acrotère).

$h = 18,53$ m (hauteur du bâtiment).

$b = 22,35$ m (longueur total du bâtiment).

$d = 10,85$ m (largeur du bâtiment).

$e = \min [b ; 2h] ; e = 22,35$ m.

NB : la zone I n’existe pas dans la terrasse car :

$$\frac{e}{10} = \frac{22,35}{10} = 2,23 \text{ m} \Rightarrow \text{zone F.}$$

$$\frac{e}{2} - \frac{e}{10} = \frac{22,35}{2} - \frac{22,35}{10} = 11,17 - 2,23 = 9,94 \text{ m} < d = 10,85 \text{ m.}$$

Zone H = $10,85 - 2,23 = 8,62$ m.

Zone I = 0.

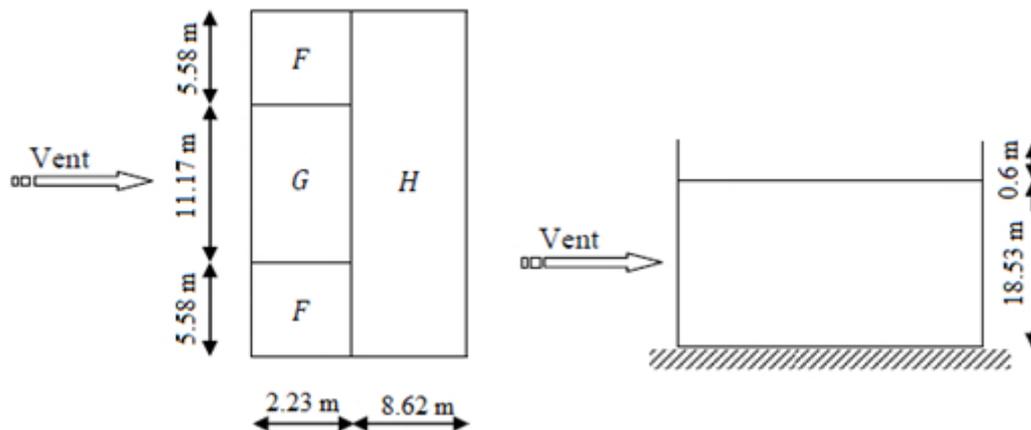


Figure (II.9) : Vent sur la terrasse avec acrotère.

Selon RNVA [Chap. 5 Tab 5.2] on a:

$$\text{Dans notre cas : } \frac{h_p}{h} = \frac{0,6}{18,53} = 0,032$$

Par interpolation linéaire entre les valeurs 0,025 et 0,05 on trouve

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \cdot (x - x_0)$$

Les valeurs des coefficients de pression extérieure C_{pe10} , sont données dans le tableau suivant :

Tableau (II.4): Cpe10 pour la terrasse avec acrotère.

	F	G	H
	Cpe10	Cpe10	Cpe10
Terrasse avec acrotère	- 1.544	- 1.052	- 0.7

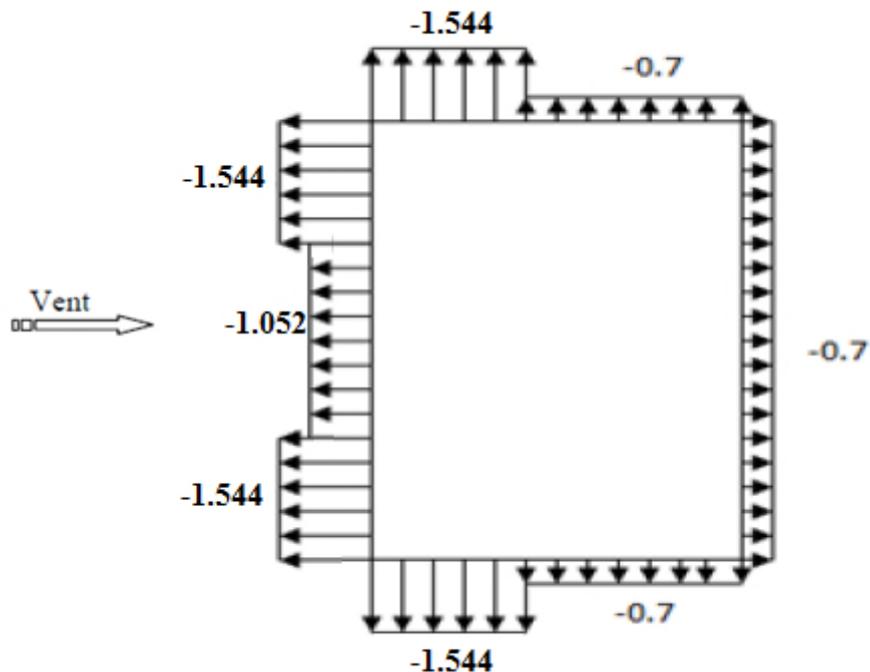


Figure (II.10) : Répartition de Cpe10 sur la terrasse avec acrotère.

d) Coefficient de pression intérieure (Cpi) :

D'après le paragraphe 2.2.2 ; chap5 du RNV9, les valeurs suivantes doivent être utilisées (bâtiment avec cloisons intérieures) :

Cpi = 0.8 et Cpi = - 0.5.

e) Calcul de la pression statique :

Structure à usage d'habitation on la considère comme une structure fermée. Les valeurs des pressions sont données par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N / m^2] \dots\dots (Formule 2.1 RNV99).$$

➤ **Parois verticales :**

R.D.C:

Tableau (II.5): pression statique RDC.

Zone	C _d	Q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi.1}	C _{pi.2}	q _{j.1} (N/m ²)	q _{j.2} (N/m ²)
A`	0,93	612,75	-1	-0,5	+0,8	-284,928	-1025,743
B`	0,93	612,75	-0,8	-0,5	+0,8	-170,957	-911,772
D	0,93	612,75	+0,8	-0,5	+0,8	740,814	0
E	0,93	612,75	-0,3	-0,5	+0,8	113,971	-626,843

Premier étage:

Tableau (II.6): pression statique 1^{er} étage.

Zone	C _d	Q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi.1}	C _{pi.2}	q _{j.1} (N/m ²)	q _{j.2} (N/m ²)
A`	0,93	612,75	-1	-0,5	+0,8	-284,928	-1025,743
B`	0,93	612,75	-0,8	-0,5	+0,8	-170,957	-911,772
D	0,93	612,75	+0,8	-0,5	+0,8	740,814	0
E	0,93	612,75	-0,3	-0,5	+0,8	113,971	-626,843

Deuxième étage:

Tableau (II.7): pression statique 2^{eme} étage.

Zone	C _d	Q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi.1}	C _{pi.2}	q _{j.1} (N/m ²)	q _{j.2} (N/m ²)
A`	0,93	612,75	-1	-0,5	+0,8	-284,928	-1025,743
B`	0,93	612,75	-0,8	-0,5	+0,8	-170,957	-911,772
D	0,93	612,75	+0,8	-0,5	+0,8	740,814	0
E	0,93	612,75	-0,3	-0,5	+0,8	113,971	-626,843

Troisième étage:

Tableau (II.8): pression statique 3^{eme} étage.

Zone	C _d	Q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi.1}	C _{pi.2}	q _{j.1} (N/m ²)	q _{j.2} (N/m ²)
A`	0,93	699,375	-1	-0,5	+0,8	-325,209	-1170,753
B`	0,93	699,375	-0,8	-0,5	+0,8	-195,125	-1040,67
D	0,93	699,375	+0,8	-0,5	+0,8	845,544	0
E	0,93	699,375	-0,3	-0,5	+0,8	130,083	-715,460

Quatrième étage:

Tableau (II.9): pression statique 4^{ème} étage.

Zone	C _d	Q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi.1}	C _{pi.2}	q _{j.1} (N/m ²)	q _{j.2} (N/m ²)
A`	0,93	745,125	-1	-0,5	+0,8	-346,483	-1247,339
B`	0,93	745,125	-0,8	-0,5	+0,8	-207,889	-1108,746
D	0,93	745,125	+0,8	-0,5	+0,8	900,856	0
E	0,93	745,125	-0,3	-0,5	+0,8	138,593	-762,262

➤ Terrasse avec acrotère :

Tableau (II.10): pression statique sur la terrasse.

Zone	C _d	Q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi.1}	C _{pi.2}	q _{j.1} (N/m ²)	q _{j.2} (N/m ²)
F	0,93	832,462	-1.544	-0,5	+0,8	-808,428	-1815,092
G	0,93	832,462	-1,052	-0,5	+0,8	-427,445	-1434,109
H	0,93	832,462	-0,7	-0,5	+0,8	154,871	-1161,535

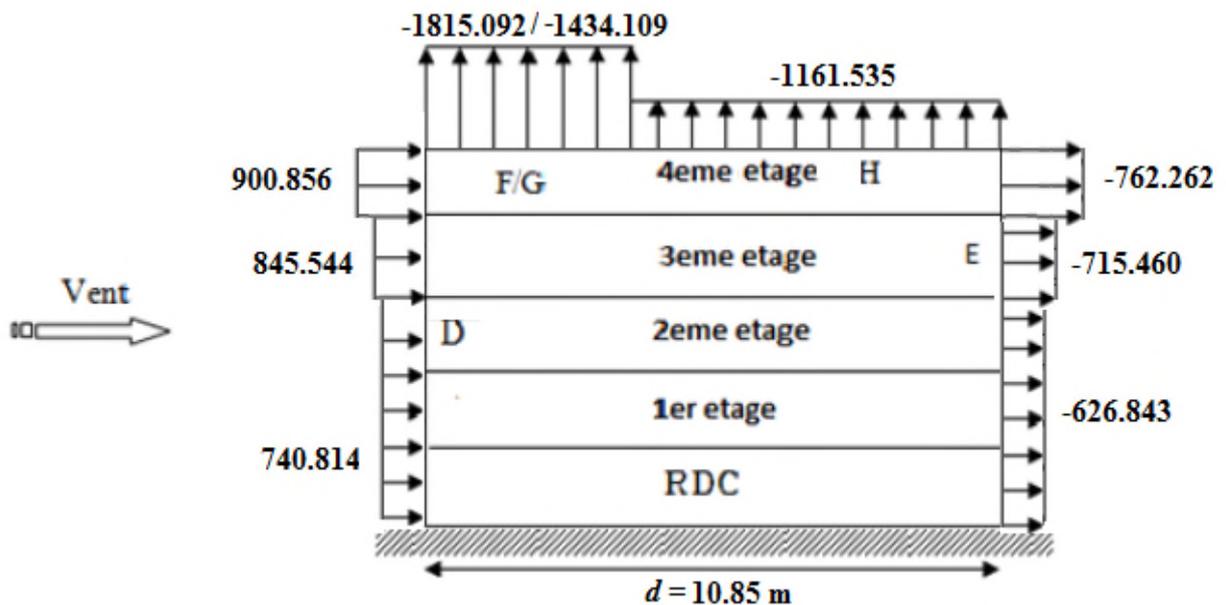


Figure (II.11): Pression exercés sur les zones D, E, F, G, H.

f) Force de frottement:

Selon le paragraphe 1.4.2 du chapitre 2 du RNV99, les constructions pour lesquelles les forces de frottements doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit :

Le rapport $d/b \geq 3$.

Le rapport $d/h \geq 3$.

Avec :

b est la dimension perpendiculaire au vent.

d est la dimension parallèle au vent.

h est la hauteur du bâtiment.

Pour cette direction du vent (V1):

$$b = 22.35 \text{ m}; d = 10,85; h = 18.53.$$

$$\frac{d}{b} = \frac{10.85}{22.35} = 0.485 < 3.$$

$$\frac{d}{h} = \frac{10.85}{18.53} = 0.585 < 3.$$

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

g) Force résultante:

Selon le paragraphe 2.1.1 du chapitre 2 du RNV99, la force résultante R se décompose en deux forces :

- Une force horizontale F_w qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.
- Une force verticale F_u qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture

La force résultante R est donnée par :

$$R = \sum(q \times S_j) + \sum F_{frj} \dots \dots \dots [N] \quad (\text{formule 2.9; RNV99}).$$

Avec :

qj: la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j.

Sj : l'aire de l'élément de surface j.

Ffrj : la force de frottement éventuelle.

Tableau (II.11): La pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j.

Zone	Niveau	Si	qj	Si × qj (N)
D	RDC	75.99	740,814	56294.455
	1er étage	75.99	740,814	56294.455
	2eme étage	75.99	740,814	56294.455
	3eme étage	75.99	845,544	64252.888
	4eme étage	75.99	900,856	68456.047
Zone	Niveau	Si	Qj	Si × qj
E	RDC	75.99	-626,843	-47633,799
	1er étage	75.99	-626,843	-47633,799
	2eme étage	75.99	-635.803	-47633,799
	3eme étage	75.99	-715,460	-54367.805
	4eme étage	75.99	-762,262	-57924.289
F	toiture	24.88	-1815,092	-45159.488
G	toiture	24.90	-1434.109	-35709.314
H	toiture	192.65	-1161,535	-223769.717

Tableau (II.12): Force résultante dans chaque niveau.

	R.D.C	1^{er} étage	2eme étage	3eme étage	4eme étage	Toiture
$\sum (q \times S_j)$	8660,656	8660,656	8660,656	9885.083	10531.758	-304638.520
$\sum F_{frj}$	0	0	0	0	0	0
F_w(N)	8660,656	8660,656	8660,656	9885.083	10531.758	0
F_u(N)	0	0	0	0	0	-304638.520

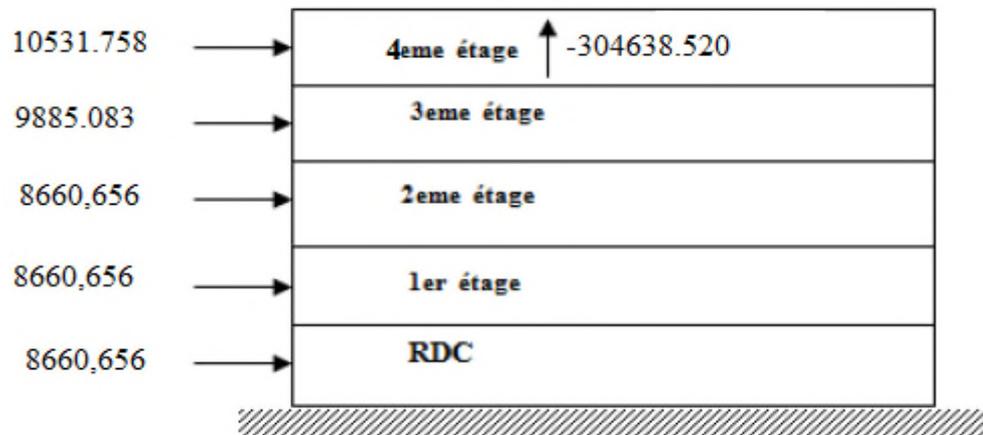


Figure (II.12): Action d'ensemble.

h) Excentricité de la force globale horizontale:

Selon le paragraphe 2.2.1 du chapitre 2 du RNV99, une excentricité e de la force globale F_w doit être introduite pour tenir compte de la torsion. L'excentricité de la force globale doit être prise égale à $e = \pm \frac{b}{10}$

Donc: $e = \pm \frac{22.35}{10} = 2.235 \text{ m.}$

$\frac{b}{2} = \frac{22.35}{2} = 11.175 \text{ m.}$

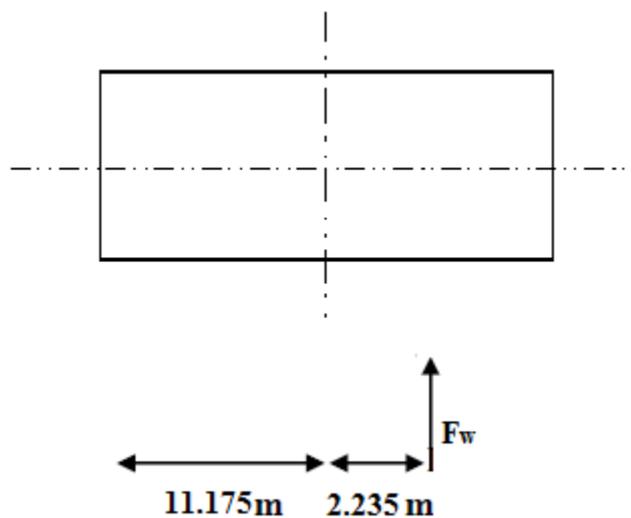


Figure (II.13): Excentricité de la force globale.

★ Vent parallèle à la façade principale (sens V₂) :

a) **Coefficient de pression extérieur (C_{pe}):**

➤ **Parois verticales :** Pour cette direction on a :

$b = 10,85\text{m.}$

$d = 22,35\text{m.}$

$h = 18,53\text{m.}$

$e = \min [b; 2h] = 10,85 \text{ m} < d.$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à cette zone sont données dans la figure ci-dessous :

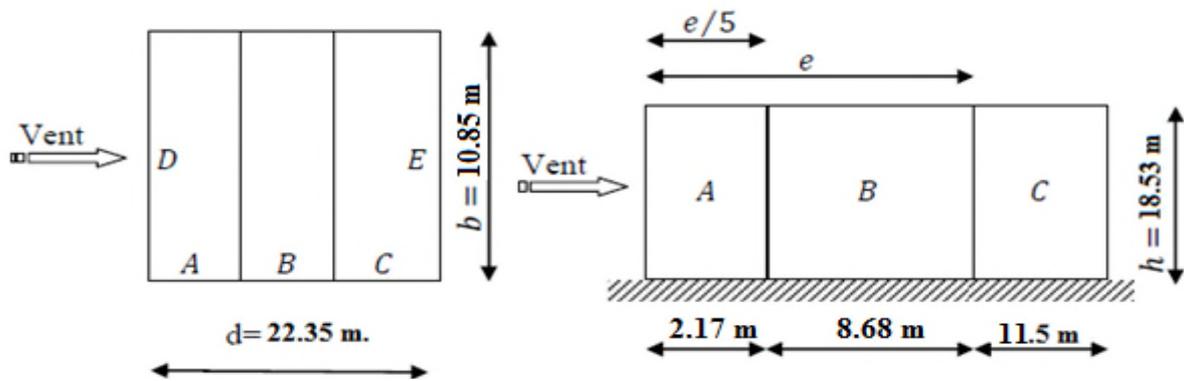


Figure (II.14): Zone de pression pour les parois verticales.

D'après le chapitre 5 paragraphe 1.1.1.2 du RNVA :

Tableau (II.13): Coefficient extérieur C_{pe}.

A	B	C	D	E
C _{pe} = C _{pe.10}				
-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

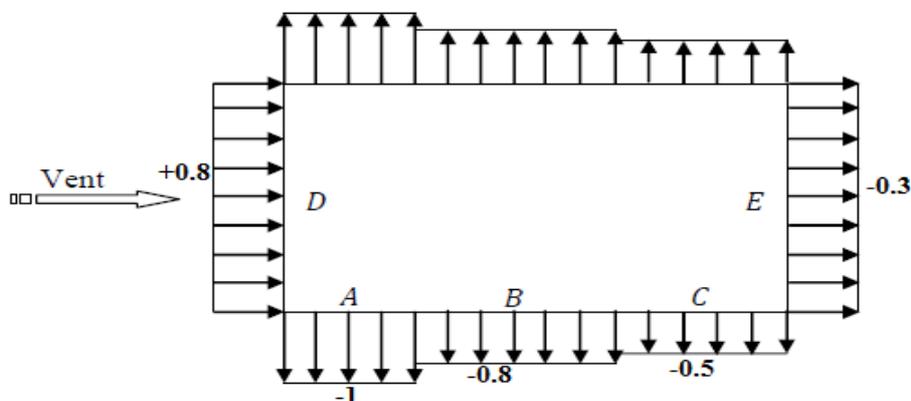


Figure (II.15): Répartition des C_{pe10} sur la direction V₂.

➤ **Terrasse avec acrotère :**

$$h_p = 0.60 \text{ m.}$$

$$h = 18.53 \text{ m.}$$

$$b = 10,85 \text{ m.}$$

$$d = 22.35 \text{ m.}$$

Selon RNVA [chap. 5 paragraphe 1.1.3], les différentes zones de pression F.G.H.I sont représentées sur la figure suivante:

$$e = \min [b; 2h] = 10.85 \text{ m.}$$

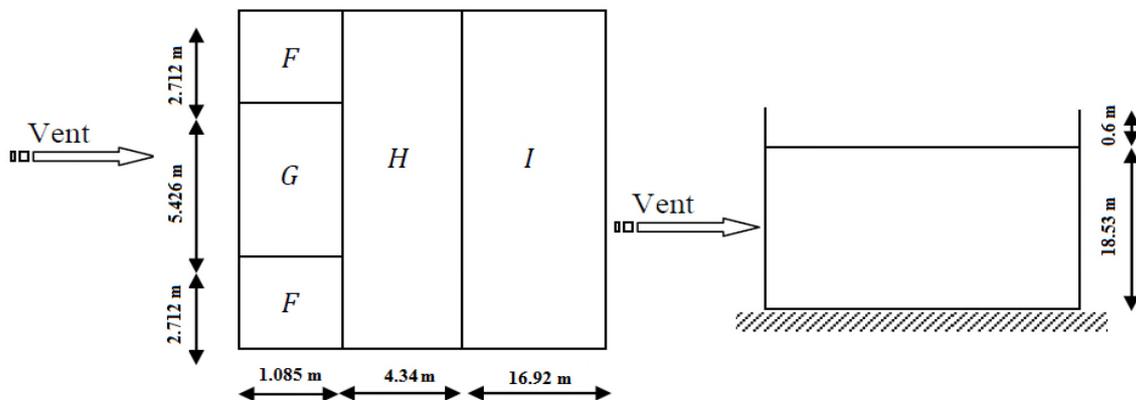


Figure (II.16): Vent sur la terrasse.

On' a :

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0.6}{18.53} = 0.032$$

Après l interpolation entre les valeurs 0,025 et 0,05, on trouve :

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \cdot (x - x_0)$$

Tableau (II.14) : C_{pe10} pour la terrasse.

F	G	H	I
C_{pe} = C_{pe.10}	C_{pe} = C_{pe.10}	C_{pe} = C_{pe.10}	C_{pe} = C_{pe.10}
-1.544	-1.052	-0.7	±0.2

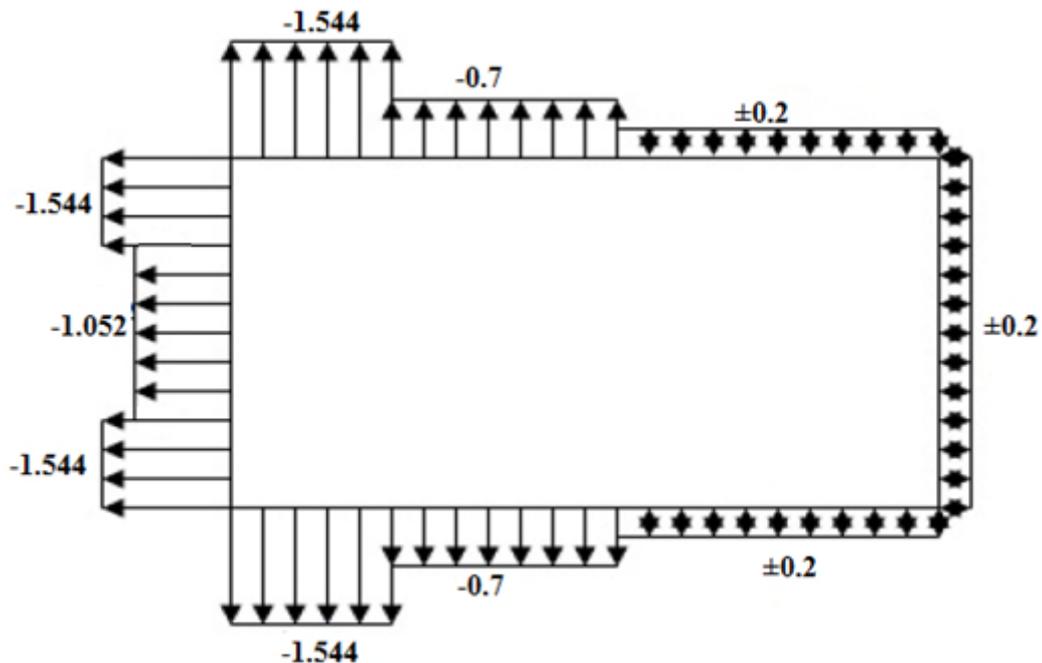


Figure (II.17) : Répartition de Cpe10 sur la terrasse.

b) Coefficient de pression intérieure (C_{pi}) :

D'après le RNV99 [paragraphe 2.2.2 ; chap5], les valeurs suivantes doivent être utilisées :

(bâtiment avec cloisons intérieures) : C_{pi} = 0.8 et C_{pi} = - 0.5.

c) Calcul de la pression statique

Structure à usage d'habitation on la considère comme une structure fermée. Les valeurs des pressions sont données par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N / m^2] \dots\dots (Formule 2.1 RNV99).$$

➤ **Parois verticales:**

R.D.C:

Tableau (II.15): pression statique RDC.

Zone	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi.1}	C _{pi.2}	q _{j.1}	q _{j.2}
A`	0,97	612,75	-1	-0,5	+0,8	-891,550	-1069,861
B`	0,97	612,75	-0,8	-0,5	+0,8	-178,309	-950,988
D	0,97	612,75	+0,8	-0,5	+0,8	772,677	0
E	0,97	612,75	-0,3	-0,5	+0,8	118,873	-653,803

Premier étage:

Tableau (II.16): pression statique 1^{er} étage.

Zone	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi.1}	C _{pi.2}	q _{j.1}	q _{j.2}
A`	0,97	612,75	-1	-0,5	+0,8	-891,550	-1069,861
B`	0,97	612,75	-0,8	-0,5	+0,8	-178,309	-950,988
D	0,97	612,75	+0,8	-0,5	+0,8	772,677	0
E	0,97	612,75	-0,3	-0,5	+0,8	118,873	-653,803

Deuxième étage:

Tableau (II.17): pression statique 2^{eme} étage.

Zone	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi.1}	C _{pi.2}	q _{j.1}	q _{j.2}
A`	0,97	612,75	-1	-0,5	+0,8	-891,550	-1069,861
B`	0,97	612,75	-0,8	-0,5	+0,8	-178,309	-950,988
D	0,97	612,75	+0,8	-0,5	+0,8	772,677	0
E	0,97	612,75	-0,3	-0,5	+0,8	118,873	-653,803

Troisième étage:

Tableau (II.18): pression statique 3^{eme} étage.

Zone	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi.1}	C _{pi.2}	q _{j.1}	q _{j.2}
A`	0,97	699,375	-1	-0,5	+0,8	-274,773	-989,185
B`	0,97	699,375	-0,8	-0,5	+0,8	-164,864	-879,276
D	0,97	699,375	+0,8	-0,5	+0,8	714,411	0
E	0,97	699,375	-0,3	-0,5	+0,8	109,909	-604,502

Quatrième étage:

Tableau (II.19): pression statique 4^{eme} étage.

Zone	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi.1}	C _{pi.2}	q _{j.1}	q _{j.2}
A`	0,97	745,125	-1	-0,5	+0,8	-361,385	-1300,988
B`	0,97	745,125	-0,8	-0,5	+0,8	-216,831	-1156,434
D	0,97	745,125	+0,8	-0,5	+0,8	939,602	0
E	0,97	745,125	-0,3	-0,5	+0,8	144,554	-795,048

➤ Terrasse avec acrotère :

➤ **Tableau (II.20):** pression statique sur la terrasse.

Zone	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi.1}	C _{pi.2}	q _{j.1}	q _{j.2}
F	0,97	832,462	-1.544	-0,5	+0,8	-843,017	-1892,752
G	0,97	832,462	-1,052	-0,5	+0,8	-445,733	-1495,468
H	0,97	832,462	-0,7	-0,5	+0,8	161,497	-1211,232
I	0,97	832,462	-0.2	-0.5	+0.8	242.246	-807.488
			+0.2			565.241	-484.492

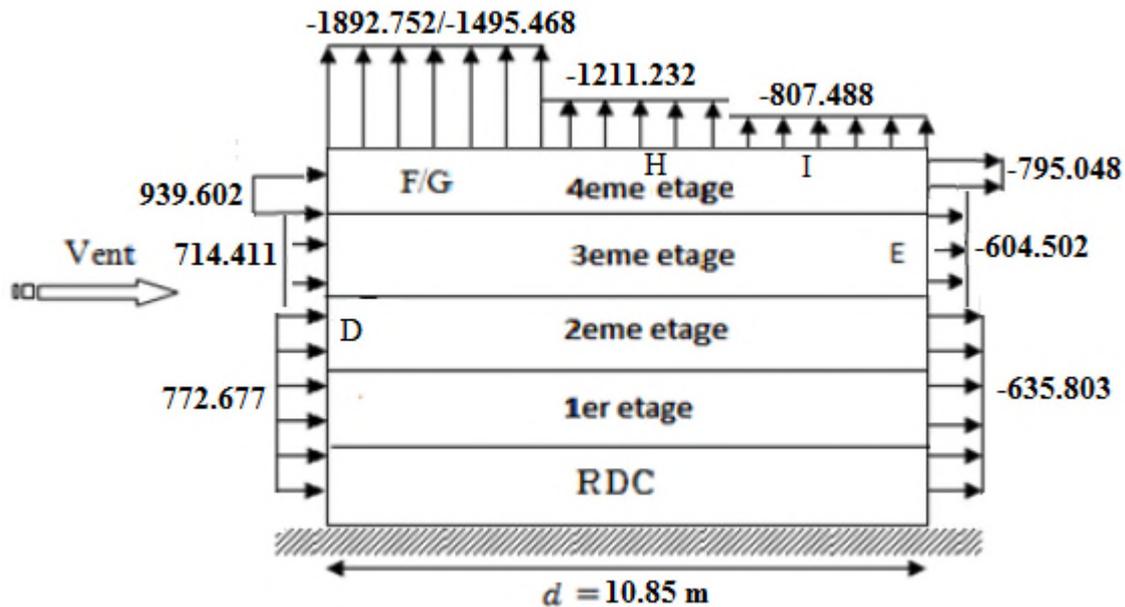


Figure (II.18): Pression exercés sur les zones D, E, F, G, H.

d) Force de frottement:

Selon le paragraphe 1.4.2 du chapitre 2 du RNV99, les constructions pour lesquelles les forces de frottements doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit :
Le rapport $d/b \geq 3$.

Avec : b est la dimension perpendiculaire au vent.

d est la dimension parallèle au vent.

h est la hauteur du bâtiment.

Pour cette direction du vent (V2):

$$b = 10.85 \text{ m}; d = 22,35; h = 18.53.$$

$$\frac{d}{b} = \frac{22.35}{10.85} = 2.059 < 3.$$

$$\frac{d}{h} = \frac{22.35}{18.53} = 1.206 < 3.$$

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

e) Force résultante:

Selon le paragraphe 2.1.1 du chapitre 2 du RNV99, la force résultante R se décompose en deux forces :

- Une force horizontale F_w qui correspondant à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

- Une force verticale F_u qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture
La force résultante R est donnée par :

$$R = \sum(q \times S_j) + \sum F_{frj} \dots \dots \dots [N] \quad (\text{formule 2.9; RNV99}).$$

Avec :

q_j : la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j.

S_j : l'aire de l'élément de surface j.

F_{frj} : la force de frottement éventuelle.

Tableau (II.21): La pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j.

Zone	Niveau	Si	qj	Si xqj (N)
D	RDC	75.99	772,677	58715.725
	1er étage	75.99	772,677	58715.725
	2eme étage	75.99	772,677	58715.725
	3eme étage	75.99	714,411	54288.091
	4eme étage	75.99	939.602	71400.355
Zone	Niveau	Si	qj	Si xqj
E	RDC	75.99	-635.803	-48314,669
	1er étage	75.99	-635.803	-48314,669
	2eme étage	75.99	-635.803	-48314,669
	3eme étage	75.99	-604,502	-45936.106
	4eme étage	75.99	-795.048	-60415.697
F	toiture	24.88	-1892.752	-47091.669
G	toiture	24.90	-1495.468	-37237.153
H	toiture	192.65	-1211.232	-233343.844
I	toiture	183.582	-807.488	-148240.262

Tableau (II.22): Force résultante dans chaque niveau.

	R.D.C	1 ^{er} étage	2eme étage	3eme étage	4eme étage	toiture
$\sum(q \times S_j)$	10401.056	10401.056	10401.056	9351.985	10984.658	-465912.928
$\sum F_{frj}$	0	0	0	0	0	0
$F_w(N)$	10401.056	10401.056	10401.056	9351.985	10984.658	0
$F_u(N)$	0	0	0	0	0	-465912.928

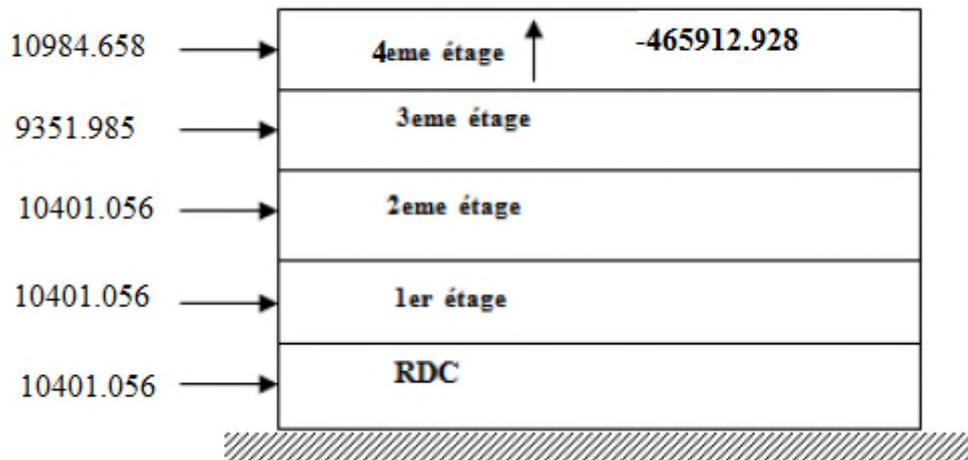


Figure (II.19): Action d'ensemble.

f) Excentricité de la force globale horizontale:

Selon le paragraphe 2.2.1 du chapitre 2 du RNV99, une excentricité e de la force globale F_w doit être introduite pour tenir compte de la torsion. L'excentricité de la force globale doit être prise égale à $e = \pm \frac{b}{10}$

Donc: $e = \pm \frac{10.85}{10} = 1.085 \text{ m.}$

$\frac{b}{2} = \frac{10.85}{2} = 5.425 \text{ m.}$

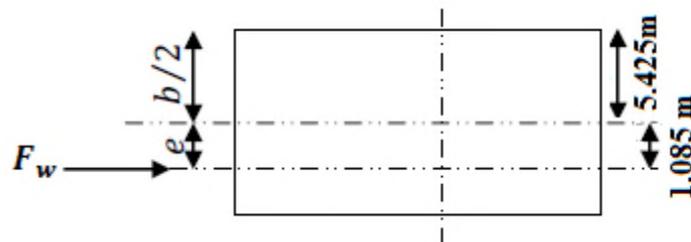


Figure (II.20): Excentricité de la force globale.

IV. Charge sismique :

Le calcul parasismique a pour but d'assurer une protection des vies humaines et de la construction sous l'effet des actions sismique par une conception et un dimensionnement approprié, ainsi d'assurer le confort des occupants.

Méthodes de calcul :

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par les méthodes suivantes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

NB : Pour notre étude nous allons utiliser la méthode spectrale telle que :

Cette méthode est la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures, elle est caractérisée par :

- La définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse.
- L'hypothèse d'un comportement globale linéaire de la structure permettant l'utilisation des modes propres.

Elle comporte les étapes suivantes :

- Etablissement d'un modèle de calcul reproduisant au mieux le comportement dynamique réel de la structure.
- Calcul des modes propres et fréquences propres du modèle.
- Lecture sur le spectre de réponse des valeurs maximales des réponses des modes propres.
- Calcul des réponses de la structure par combinaison des réponses modales.

* Calcul de l'effort tranchant **V** à la base:

L'effort sismique total appliqué à la base de la structure est donné par la formule suivante.
(RPA.4.1 423)

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

Avec:

V:effort tranchant total de la structure.

A:coefficient d'accélération de zone.

D:facteur d'amplification dynamique moyen.

W: poids de la structure.

R: Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA99, en fonction du système de contreventement.

✓ **Coefficient d'accélération de la zone A:**

Donné par le tableau 4.1 (RPA99/2003)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa.} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right. \longrightarrow \mathbf{A=0.15}$$

✓ **Facteur d'amplification dynamique D:** en fonction de

- La catégorie de site.
- Le facteur de correction d'amortissement η .
- La période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{3}{2}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{3.0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

- T_2 : période caractéristique associée à la catégorie de site :

Site ferme (S2) d'après le RPA 2003 (tableau 4-7) $\longrightarrow T_1 = 0.15 \text{ sec}$

$$T_2 = 0.4 \text{ sec}$$

- (η) facteur de d'amortissement : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \rightarrow \sqrt{\frac{7}{2+5}} = 1 > 0.7 \dots \mathbf{OK}$

(Tableau 4.2 RPA)

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

Portique en acier avec remplissage dense : $\varepsilon = 5\%$

T : période fondamentale $T = C_t \cdot h_N^{3/4}$

C_t : est un coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage portiques auto-stables en acier avec remplissage en maçonnerie **C_t = 0.05**

h_N : hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_N = 19.13 \text{ m}$$

$$T = 0.05 \times (19.13)^{3/4} = 0.457 < T_2$$

$$D_x = D_y = 2.5 \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{3}{2}} = \mathbf{2.04}$$

★ **Sens 1 :**

Structure en acier + ossature contreventée par palées triangulées en X. $R_1 = 4$

★ **Sens 2 :**

Structure en acier + ossature contreventée par palées triangulées en V $R_2 = 3$

Remarque:

Le RPA exige dans le cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions concéderaient il ya lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite, donc : **R = 3**.

Q : est le facteur de qualité et est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

Sa valeur est déterminé par la formule : $Q = 1 + \sum P_a$.

Tableau (II.23) : Valeur du facteur de qualité.

Critère	P_{qx}	P_{qy}
1. Conditions minimales sur les files	0	0.05
2. Redondance en plan	0,05	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
	$Q_x = 1.05$	$Q_y = 1.05$

✓ **Evaluation du poids propre de la structure W :**

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

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

$$W = W_G + 0.2W_Q$$

W_G = poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure.

W_Q : charges d'exploitations.

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

$\beta = 0.2$.

Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels (a partir du ROBOT) : $W = 6511.14 + 0.2 \times 1729.25 = 6857$ KN.

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.05}{R} \times 6857$$

$$V_x = 550.78 \text{ KN}$$

$$V_y = 734.38 \text{ KN.}$$

L'excitation sismique est représenter sous forme d'un spectre est donner par le RPA comme suite :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad (\text{equ 4.2; art4.2.3.RPA99/2003})$$

D'après les données de notre projet :

- La zone IIa
- Groupe d'usage 2
- Facteur de la qualité de la structure : $Q_x = Q_y = 1.05$
- Coefficient de comportement global de la structure : $R = 3$
- Site ferme : S2
- Le pourcentage (%) d'amortissement critique = 5%

Le logiciel (Spectre RPA99) nous donne le spectre suivant :

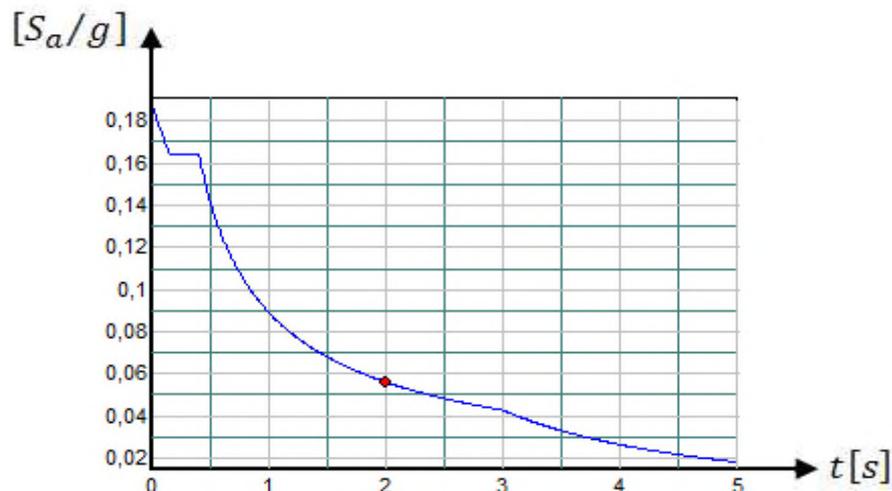


Figure (II.21) : Diagramme de spectre de réponse.

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

I. Etude des escaliers :

1) Définition :

- **Un escalier** : est une suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre.
- **Un palier** : espace plat et spatiaux qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Une volée** : est une partie droite ou courbé d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Un limon** : élément incliné supportant les marches. pour les limons, on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profilé en U sur l'âme verticale.

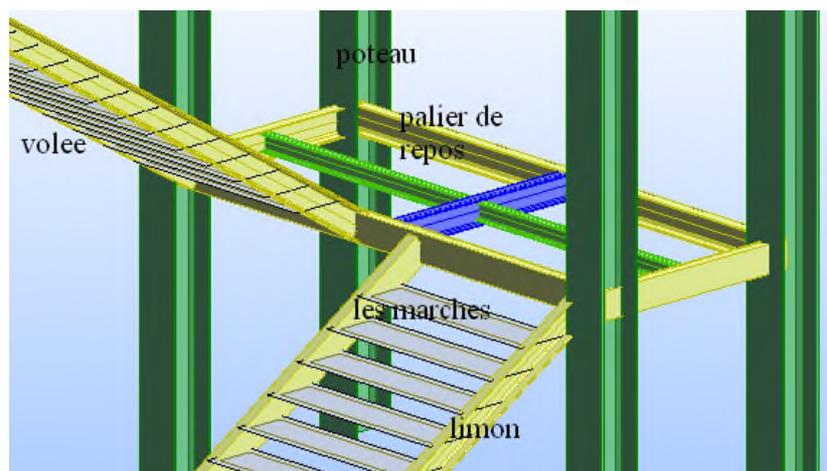


Figure (III.1): Constituants d'un escalier.

2) Choix des dimensions :

Les hauteurs des étages du bâtiment sont identiques, pour cela nous avons étudié les escaliers de passage du 1^{er} étage au 2^{ème} étage; puis généralisé la conception sur les autres étages.

➤ Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

- la hauteur de l'étage : $h = 3.40 \text{ m}$;
- les dimensions en plan de la cage d'escalier : $5.40 \times 3.15 \text{ m}^2$
- les conditions que doit satisfaire les marches et les contres marches sont les suivantes :
 - H : hauteur de la marche, $16.5 \leq H \leq 18.5 \text{ cm}$;
 - G : largeur de la marche (giron), $25 \leq G \leq 32 \text{ cm}$;
 - $60 \leq 2H+G \leq 66 \text{ cm}$. (Formule de BLONDEL).
- On dispose 02 volées dans le 1^{er} étage, la hauteur de chacune est :
 - $h' = \frac{h}{2} = \frac{340}{2} = 170 \text{ cm}$.
- la largeur du volée est : $L' = 1.20 \text{ m}$.
- On admet une hauteur de marche de : $H = 17\text{cm}$, alors le nombre des contremarches : $n = \frac{h'}{H} = \frac{170}{17} = 10$ contremarches.
 - $n-1 = 10-1 = 9$ marches.
- La largeur d'une marche est : $g = \frac{280}{9} = 31 \text{ cm}$.
- Vérification de la formule de (BLONDEL) :
 - $60 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 31 = 65 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots$ (Condition vérifiée).
- $\text{tg } \theta = \frac{170}{280} = 0.6 \Rightarrow \theta = 31.26^\circ$.

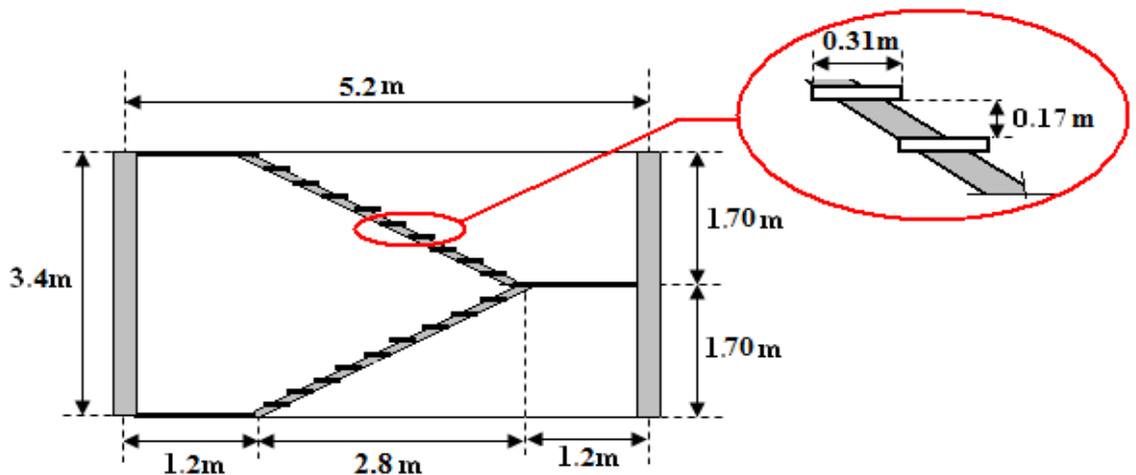


Figure (III.2): Vue en élévation de la cage d'escalier.

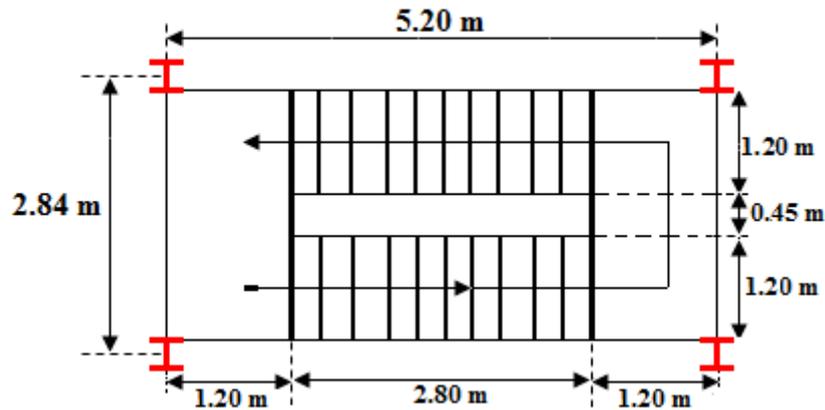


Figure (III.3): Vue en plan de la cage d'escalier.

3) Dimensionnement des éléments porteurs :

3.1. Cornières de marche :

a) Evaluation des charges :

➤ Charges permanentes :

• Volée :

Tôle striée épaisseur (5 mm).....	0.45 KN/m ² .
Mortier de pose.....	0.2×2 = 0.4 KN/m ² .
Revêtement carrelage.....	0.2×2 = 0.4KN/m ² .

G = 1.25 KN/m².

• Palier :

TN 40.....	0.15 KN/m ² .
Dalle en béton épaisseur (10cm).....	0.1×25= 2.5 KN/m ² .
Mortier de pose.....	0.2×2 = 0.4 KN/m ² .
Revêtement carrelage.....	0.2×2 = 0.4KN/m ² .

G = 3.45 KN/m².

➤ Charges d'exploitation :

Usage d'habitation	Q = 2.5 KN/m ² .
--------------------------	-----------------------------

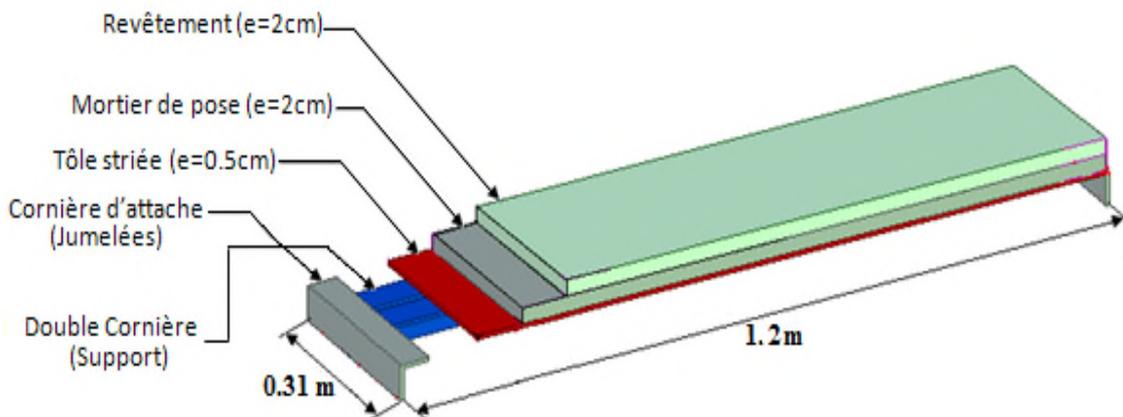


Figure (III.4): Les constituants d'une marche.

b) Pré dimensionnement de la cornière du support:

La cornière est considérée comme une poutre simplement appuyée, elle est sollicitée en flexion simple.

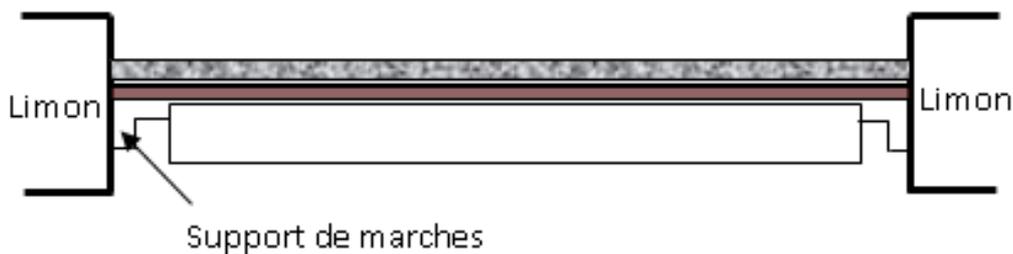


Figure (III.5) : Disposition des cornières.

Chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge d'exploitation.

$$q = (G + Q) \cdot g/2 = (1,15 + 2,5) \cdot 0,31/2 = 0,565 \text{ KN/m}$$

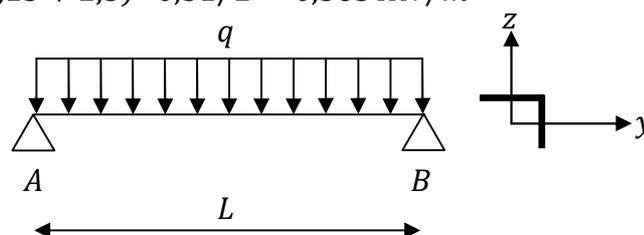


Figure (III.6) : Schéma statique de la cornière de support.

➤ **Condition de flèche :**

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250}$$

$$I_y = 250 \cdot \frac{5 \cdot q \cdot l^3}{384 \cdot E} = 250 \cdot \frac{5 \cdot 0,565 \cdot 1,2^3}{384 \cdot 2,1} = 1,51 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière à ailes égale L30x30x5 avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = I_z = 2,16 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = W_{elz} = 1,04 \text{ cm}^3$$

$$G_{cornière} = 0,0218 \text{ KN/m}$$

➤ **Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

• **La flèche :**

$$q' = q + G_{cornière} = 0,565 + 0,0218 = 0,586 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 0,586 \cdot 1,2^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 2,16} = 0,338 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{120}{250} = 0,48 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• **La résistance :**

$$q_u = (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q) \cdot \frac{g}{2} + (1,35 \cdot G_{cornière}) = 0,872 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{0,872 \cdot 1,2^2}{8} = 0,156 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1,04 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 0,244 \text{ KN} \cdot \text{m} > 0,153 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• **Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{0,872 \cdot 1,2}{2} = 0,52 \text{ KN}$$

$$A_{vz} = 1,04 \cdot h \cdot t = 1,04 \cdot 30 \cdot 5 \cdot 10^{-2} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{1,56 \cdot 10^{-1} \cdot (235 / \sqrt{3})}{1} = 21,165 \text{ KN} > 0,51 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors **L30x30x5** convient comme cornière de support.

3.2. Pré dimensionnement du limon :

Le limon est l'élément qui supporte le poids total de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appui.

La charge revenant au limon est :

$$q_v = \frac{(G_v + Q) \cdot E_m}{2} + G_{\text{cornière}} = \frac{(1,25 + 2,5) \cdot 1,2}{2} + 0,0218 = 2,27 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(G_p + Q) \cdot E_m}{2} = \frac{(3,45 + 2,5) \cdot 1,2}{2} = 3,57 \text{ KN/m}$$

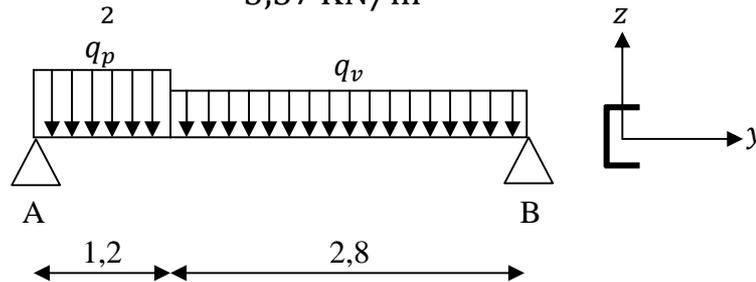


Figure (III.7) : Schéma statique est Charge revenant au limon.

$$q = \max(q_v; q_p) = 3,57 \text{ KN/m.}$$

➤ **Condition de flèche :**

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \cdot \frac{5 \cdot q \cdot l^3}{384 \cdot E} = 300 \cdot \frac{5 \cdot 3,57 \cdot 3,27^3}{384 \cdot 2,1} = 233,40 \text{ cm}^4$$

Soit un **UPN120** avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 364 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 72,6 \text{ cm}^3$$

$$G_{\text{profilé}} = 0,133 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 8,8 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

• **La flèche :**

$$q' = q + G_{\text{profilé}} = 3,57 + 0,133 = 3,7 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 3,7 \cdot 3,27^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 364} \cdot 10^2 = 0,72 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{327}{300} = 1,09 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **La résistance :**

$$q_v = \frac{(1,35 \cdot G_v + 1,5 \cdot Q) \cdot E_m}{2} + 1,35 \cdot (G_{\text{cornière}} + G_{\text{profilé}}) = 3,47 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(1,35 \cdot G_p + 1,5 \cdot Q) \cdot E_m}{2} + 1,35 \cdot G_{\text{profilé}} = 5,22 \text{ KN/m}$$

Le limon est considéré comme une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les réactions d'appuis et le moment maximal.

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 15,98 \text{ KN}$$

$$\sum (M/A) = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A = 8,72 \text{ KN} \\ R_B = 7,25 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Calcul des efforts internes :**

$$\underline{0 \leq x \leq 1,2}$$

$$\begin{cases} M_z = -2,61 \cdot x^2 + 8,72 \cdot x \\ T_y = 5,22 \cdot x - 8,72 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}, T_y = -8,72 \text{ KN} \\ x = 1,2 \Rightarrow M_z = 6,73 \text{ KN.m}, T_y = -2,45 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Le moment est maximum pour : } x = \frac{8,72}{5,22} = 1,67 \text{ m} > 1,2$$

$$\underline{0 \leq x \leq 2,8}$$

$$\begin{cases} M_z = -1,73 \cdot x^2 + 7,25 \cdot x \\ T_y = 3,47 \cdot x - 7,25 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}, T_y = -7,25 \text{ KN} \\ x = 2,8 \Rightarrow M_z = 6,73 \text{ KN.m}, T_y = 2,46 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Le moment est maximum pour : } x = \frac{7,25}{3,47} = 2,08 \text{ m} < 2,8 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{\text{max}} = 6,73 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc les efforts maximum sont : } \begin{cases} M_{sd} = 6,73 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = R_A = 8,72 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{72,6 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 17,06 \text{ KN} \cdot \text{m} > 8,453 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérfiée}$$

- **Cisaillement :**

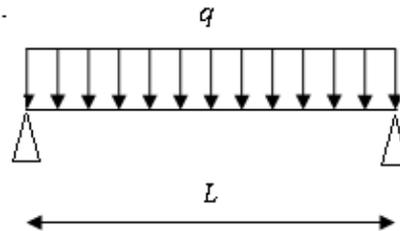
$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{8,8 \cdot 10^{-1} \cdot (235 / \sqrt{3})}{1} = 119,4 \text{ KN} > 8,72 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérfiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors **UPN120** conviens comme limon pour la volée.

3.3. Etude de la poutre palière :

Cette poutre est considérée comme étant semi encastrée dans les poteaux de la cage d'escalier, sa portée est de 2,85 m, le calcul se fera en flexion simple, alors on prend :



Figure(III.8) : Schéma statique de la poutre palière.

Les charges revenant à la poutre palière sont :

- Charge des cloisons..... = $2,71 \times 1,7 = 4,6 \text{ KN/m}$
- Charges revenant du palier..... = $3,45 \times 0,6 = 2,07 \text{ KN/m}$

$$Q = 2,5 \times 0,6 = 1,5 \text{ KN/m}$$

$$q = 4,6 + 2,07 + 1,5 = 8,17 \text{ KN/m}$$

➤ Condition de flèche :

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \cdot \frac{5 \cdot q \cdot l^3}{384 \cdot E} = 300 \cdot \frac{5 \cdot 8,17 \cdot 2,85^3}{384 \cdot 2,1} = 351,8 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE140** avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 541,2 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 88,3 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0,129 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 7,64 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

$$q_u = 1,35(4,6 + 2,07 + 0,129) + 1,5 \times 1,5 = 11,42 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 4,6 + 2,07 + 0,129 + 1,5 = 8,29 \text{ KN/m}$$

- La flèche :

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = 6,26 \text{ mm}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250} = 11,4 \text{ mm}$$

$f < f_{ad} \rightarrow$ **condition Vérifiée**

- La résistance :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{11,42 \cdot 2,85^2}{8} = 11,6 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{88,3 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 20,75 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$M_{Rd} > M_{sd} \rightarrow$ Condition vérifiée.

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{11,42 \cdot 2,85}{2} = 16,27 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{7,64 \cdot 10^{-1} \cdot (235 / \sqrt{3})}{1} = 103,64 \text{ KN} > 16,28 \text{ KN}$$

$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Toutes les conditions sont vérifiées, alors **IPE140** convient comme poutre palière.

3.4. Pré dimensionnement de la console :

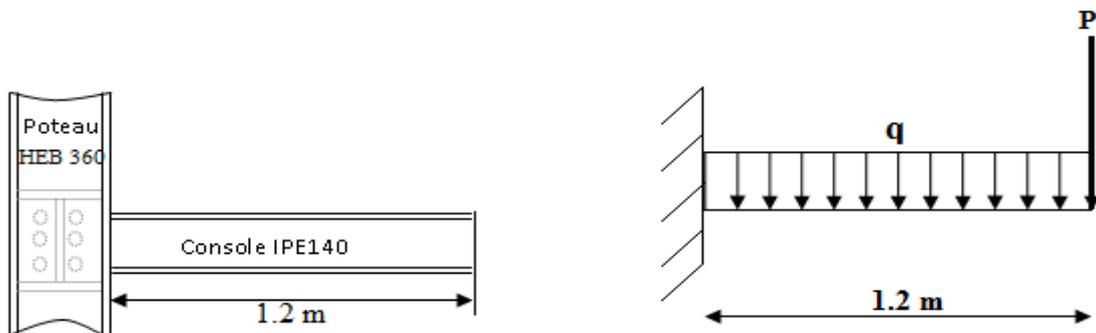


Figure (III.9) : schéma statique de la console.

Les charges revenant à la console sont :

- Charge des cloisons..... = $2,71 \times 1,7 = 4,6 \text{ KN/m}$

- charges revenant du palier..... = $3,45 \times 1,2 = 4,14 \text{ KN/m}$

$$Q = 2,5 \times 1,2 = 3 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1,35(4,6 + 4,14) + 1,5 \times 3 = 16,29 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 4,6 + 4,14 + 3 = 11,74 \text{ KN/m}$$

P : réaction de la poutre palière.

$$P = \frac{G_p \times L}{2} = \frac{3,45 \times 1,2}{2} = 2,07 \text{ KN}$$

$$f = \frac{q_s \cdot l^4}{8 \cdot E \cdot I_y} + \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{l}{250} \Leftrightarrow I_y \geq \left(\frac{q_s \cdot l^4}{8 \cdot E} + \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot E} \right) \times 250$$

$$\Leftrightarrow I_y \geq \left(\frac{1,174 \cdot 1200^3}{8 \cdot 210000} + \frac{2,07 \cdot 10^3 \cdot 1200^2}{3 \cdot 210000} \right) \times 250 = 148,47 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un **IPE120** caractérisé par :

$$I_y = 317,8 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 60,7 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0,104 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 6,3 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

$$q_u = 1,35(4,6 + 4,14 + 0,104) + 1,5 \times 3 = 16,43 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 4,6 + 4,14 + 0,104 + 3 = 11,84 \text{ KN/m}$$

• **La flèche :**

$$f = \frac{q_s \cdot l^4}{8 \cdot E \cdot I_y} + \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f = \frac{11,84 \cdot 1200^4}{8 \cdot 210000 \cdot 317,8 \times 10^4} + \frac{2,07 \cdot 1200^3}{3 \cdot 210000 \cdot 317,8 \times 10^4} = 4,6 \text{ mm}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250} = \frac{1200}{250} = 4,8 \text{ mm}$$

$$f < f_{ad} \rightarrow \text{condition Vérifiée}$$

• **La résistance :**

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} + P \times L = \frac{16,43 \cdot 1,2^2}{8} + 2,07 \times 1,2 = 5,44 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{60,7 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 14,26 \text{ KN} \cdot \text{m} > M_{sd} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- **Cisaillement :**

$$V_{sd} = q_u x L + P = 16,43 \times 1,2 + 2,07 = 21,78 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{6,3 \cdot 10^{-1} \cdot (235 / \sqrt{3})}{1} = 85,47 \text{ KN} > 16,28 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors **IPE120** convient comme console.

II. Calcul de L'acrotère :

1. Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi extérieure contre toute chute, et est considéré comme une console encadrée à sa base, soumise à son poids propre et aux charges d'exploitation, et à une surcharge horizontale due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

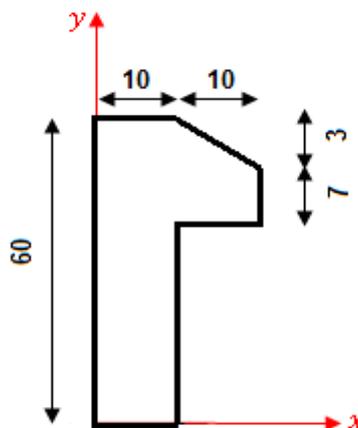


Figure (III.10) : Dimension de l'acrotère

a) Charge vertical :

La surface de l'acrotère est :

$$S = (0,6 \cdot 0,1) + (0,1 \cdot 0,07) + \left(\frac{0,1 \cdot 0,03}{2} \right) = 0,0685 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$G_0 = 25 \times 0,0685 = 1,71 \text{ KN/m.}$$

Enduit en ciment ($e = 2 \text{ cm}$)

$$G_1 = 0,18 \cdot 0,6 \cdot 2 = 0,216 \text{ KN/m}$$

Le poids total estimé est : $G = G_0 + G_1 = 1,926 \text{ KN/m.}$

b) Charge horizontale (Charge sismique) :

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \rightarrow \text{RPA(article 6.2.3)}$$

Avec :

A: Coefficient d'accélération de zone → RPA99 (Tableau 4 .1)

C_p: Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 →RPA99 (Tableau 6.1)

W_p: Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone II_a (REMILA, W. Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0,15 \\ C_p = 0,8 \\ W_p = 1,926 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Donc : $F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 0,8 \cdot 1,87 = 0,924 \text{ KN}$

2. Hypothèse de calcul :

L'acrotère est sollicité en flexion composée.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire

On a les données suivantes :

$$G = 1,926 \text{ KN/m}$$

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

$$F_p = 0,924 \text{ KN}$$

3. Calcul des sollicitations :

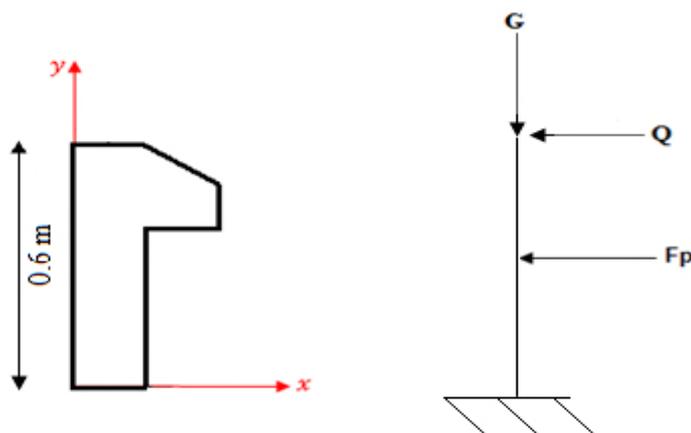


Figure (III.11) : Charge sur l'acrotère.

a. Calcul du centre de pression :

$$\begin{cases} x_c = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{\sum A_i} \\ y_c = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \end{cases}$$

$$x_c = \frac{[(60 \cdot 10) \cdot (\frac{10}{2})] + [(10 \cdot 7) \cdot (\frac{10}{2} + 10)] + [(\frac{10 \cdot 3}{2}) \cdot (\frac{10}{3} + 10)]}{(60 \cdot 10) + (10 \cdot 7) + (\frac{10 \cdot 3}{2})} = 6,2cm$$

$$y_c = \frac{[(60 \cdot 10) \cdot (\frac{60}{2})] + [(10 \cdot 7) \cdot (\frac{7}{2} + 50)] + [(\frac{10 \cdot 3}{2}) \cdot (\frac{3}{3} + 57)]}{(60 \cdot 10) + (10 \cdot 7) + (\frac{10 \cdot 3}{2})} = 33,01cm$$

b. Moment engendré par les efforts normaux :

$$\begin{cases} N_G = 1,926 \text{ KN/m} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m} \\ Q = 1 \text{ KN/m} \Rightarrow M_Q = 1 \cdot 0,6 = 0,6 \text{ KN.m} \\ F_p = 0,924 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = F_p \cdot y_c = 0,305 \text{ KN.m} \end{cases}$$

NB : La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau III.1 : Combinaison des sollicitations.

Sollicitations	Combinaisons		
	RPA 99	ELU	ELS
	$G + Q + E$	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	$G + Q$
$N(KN)$	1,926	2,6	1,926
$M(KN.m)$	0,9	0,9	0,6

c. Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,6} = 0,34m \\ \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016m \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_1 > \frac{h}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Un élément soumis à un effort composé du à une force de compression, doit être justifié à l'état limite ultime de stabilité de forme (**B.A.E.L 91 Art 4.4.1**).

Pour l'excentricité : $e_2 = e_1 + e_a$ (**C.B.A Art 4.3.5**)

Tel que :

e_a : Excentricité additionnelle

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max\left(\frac{l}{250}, 2\text{cm}\right) = \max\left(\frac{60}{250}, 2\right) = 2\text{cm}$$

$$\text{D'où : } e_2 = 0,34 + 0,02 = 0,36\text{m}$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \cdot l_f^2 \cdot (2 + \alpha \cdot \varphi)}{10^4 \cdot h} \rightarrow (\text{BAEL91})$$

Tel que :

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre.

φ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \cdot (2 \cdot 0,6)^2 \cdot (2 + 0)}{10^4 \cdot 0,1} = 0,72\text{cm}$$

$$\text{D'où : } e_t = e_2 + e_3 = 34 + 0,72 = 34,72\text{cm}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$\begin{cases} N_u = 2,6\text{KN} \\ M_{uG} = N_u \cdot e_t = 0,9\text{KN.m} \end{cases}$$

4. Ferrailage de l'acrotère : (selon BAEL91)

Le calcul se fait sur une section rectangulaire pour une bande de $(10 \times 100)\text{cm}^2$

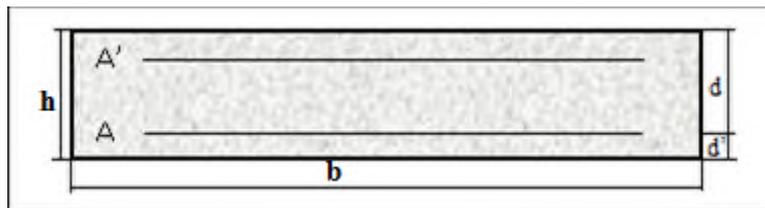


Figure (III.12): Ferrailage de l'acrotère.

Acier : On prendra l'acier de classe FeE400 pour les armatures.

Béton : $F_{c28} = 25\text{MPa}$.

$$F_{t28} = 0,6 + 0,06F_{c28}$$

Donc : $F_{t28} = 2,1\text{MPa}$. (Résistance caractéristique en traction)

$\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$ sont des coefficients de sécurité.

✓ Calcul à l'ELU :

La position du centre de pression :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - d' \qquad e_0 = \frac{0,9 \times 10^2}{2,6} = 34,61 \text{ cm} > 3 \text{ cm}$$

On trouve que le centre de pression est situé à l'extérieur de la section de béton, cette dernière est partiellement comprimée. Le calcul s'effectuera donc en flexion simple sous un moment réduit M_{bu} puis en flexion composée où la section d'armatures qui sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

On a: $h=10 \text{ cm}$: $d=8 \text{ cm}$: $b=100 \text{ cm}$.

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = 347,82 \text{ MPa}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_{uG} + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right)$

Tel que :

M_{uG}, N_u : Les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{uA} = 0,9 + 2,6 \cdot \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,978 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,0107 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}\right) = 0,013$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,079 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{uA}}{z \cdot f_{st}} = 0,35 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,966 \text{ cm}^2 > A$$

On adopte : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On adopte } 5\text{HA}6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement :**

Armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte : } S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartitions : $S_t \leq \frac{60}{5} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte : } S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 \cdot f_{c28}; 3) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$T = 1,5 \cdot G = 1,5 \cdot 1,926 = 2,88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = 0,036 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de rupture par cisaillement.}$$

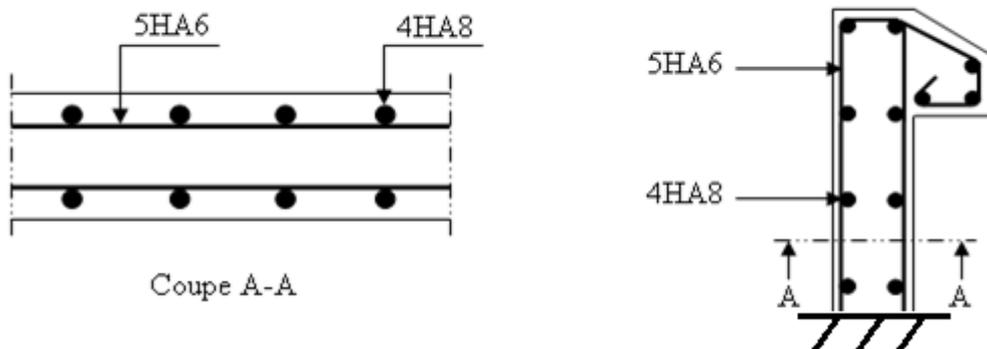


Figure (III.13) : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Chapitre IV

Calcul des planchers mixtes

I. Introduction :

Le rôle essentiel des planchers, supposé infiniment rigide dans le plan horizontal, est de transmettre les efforts aux éléments porteurs les poutres et poteaux ; On utilisera dans notre projet des planchers collaborant.

II. Description d'un plancher collaborant :

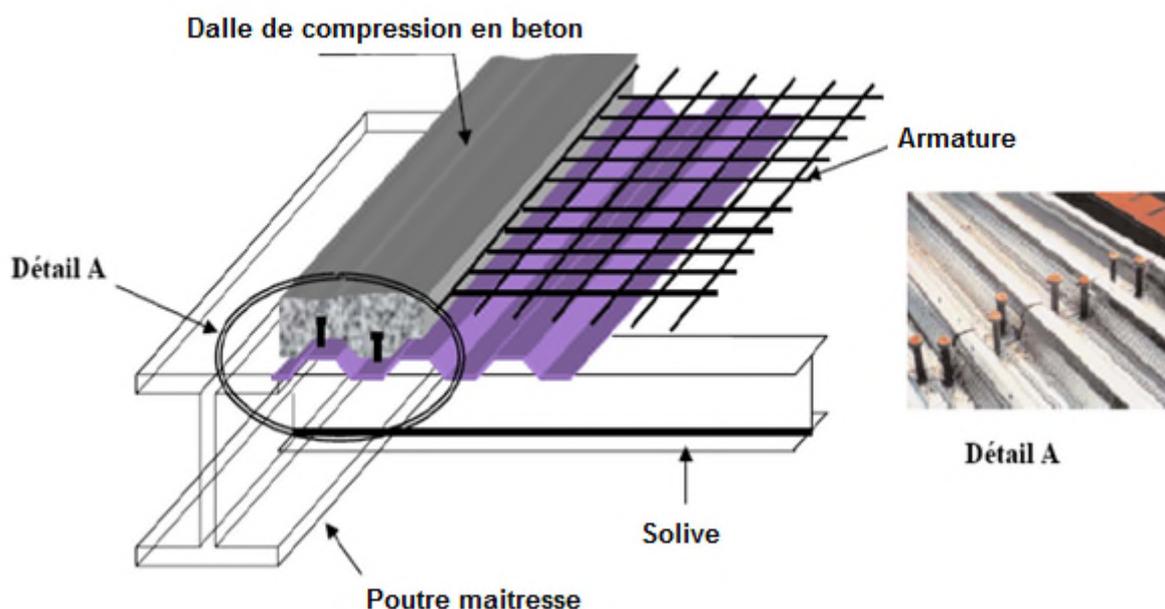


Figure (IV.1): Éléments constructifs d'un plancher collaborant.

Les planchers collaborant sont des éléments structural, défini comme mixte car ils associent deux matériaux de nature et de propriétés différentes, avec l'objectif de tirer, sur le plan mécanique, la meilleur parti de cette association. Une dalle en béton pour résister aux efforts de compression. Des poutres en acier pour résister aux efforts de traction et aux efforts tranchants.

Pour que l'ensemble travaille de façon monolithique, il faut s'assurer que les efforts sont bien transmis entre la poutre et le béton de la dalle. C'est le rôle des connecteurs.

III. Etude de la dalle collaborant :

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

➤ **Phase de construction :**

Le profilé d'acier travail seul Les charges de la phase de construction :

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

➤ **Phase finale :**

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

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

IV. Vérification des solives :

Dans notre structure on a un type de solive hyperstatique sur huit appuis.

➤ **Phase de construction :**

$$l_{solive} = 3,15 \text{ m}$$

$$L'entre \text{ axe des solives est : } e_{solive} = 1,35 \text{ m}$$

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

$$\begin{cases} G = 5,5 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0 \text{ KN/m}^2 \\ G_{IPE140} = 0,129 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G = 5,5 \cdot 1,35 + 0,129 = 7,55 \text{ KN/m} \\ Q = 1 \cdot 1,35 = 1,35 \text{ KN/m} \\ S = 0 \cdot 1,35 = 0 \text{ KN/m} \end{cases}$$

- **Vérification de la résistance à L'ELU :**

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 12,21 \text{ KN/m}$$

$$P_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 12,01 \text{ KN/m}$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 12,21 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{12,21 \cdot 3,15^2}{8} = 15,14 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{88,3 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 20,75 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} \leq M_{Rd} \Rightarrow \text{La section est vérifiée en résistance.}$$

- **Vérification de la flèche a l'ELS :**

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{s1} = G + \max[Q; S] = 8,9 \text{ KN/m}$$

$$P_{s2} = G + 0,9 \cdot [Q + S] = 8,76 \text{ KN/m}$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 8,9 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$f_{adm} > f_{cal}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{315}{250} = 1,26 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 8,9 \cdot 3,15^4 \cdot 10^2}{384 \cdot 2,1 \cdot 541,2} = 1 \text{ cm}$$

$f_{adm} > f_{cal} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la section n'a pas besoin d'un étayement.

➤ **Phase finale :**

$$L_{solive} = 3,15 \text{ m}$$

L'entre axe des solives est : $e_{solive} = 1,35 \text{ m}$

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profile et la dalle) travaillant ensemble.

Donc les charges de la phase finale sont :

• **Plancher terrasse :**

$$\begin{cases} G = 6,08 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0,182 \text{ KN/m}^2 \\ G_{IPE140} = 0,129 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G = 6,08 \cdot 1,35 + 0,129 = 8,33 \text{ KN/m} \\ Q = 1 \cdot 1,35 = 1,35 \text{ KN/m} \\ S = 0,182 \cdot 1,35 = 0,245 \text{ KN/m} \end{cases}$$

✓ **ELU :**

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 13,27 \text{ KN/m}$$

$$P_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 13,39 \text{ KN/m}$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 13,39 \text{ KN/m}$$

✓ **ELS :**

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{s1} = G + \max[Q; S] = 9,68 \text{ KN/m}$$

$$P_{s2} = G + 0,9 \cdot [Q + S] = 9,76 \text{ KN/m}$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 9,76 \text{ KN/m}$$

- **Plancher étage courant :**

$$\begin{cases} G = 5,5 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0 \text{ KN/m}^2 \\ G_{IPE140} = 0,129 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} G = 5,5 \cdot 1,35 + 0,129 = 7,55 \text{ KN/m} \\ Q = 1,5 \cdot 1,35 = 2,025 \text{ KN/m} \\ S = 0 \cdot 1,35 = 0 \text{ KN/m} \end{cases}$$

- ✓ **ELU :**

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 13,23 \text{ KN/m}$$

$$P_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 12,92 \text{ KN/m}$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 13,23 \text{ KN/m}$$

- ✓ **ELS :**

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{s1} = G + \max[Q; S] = 9,57 \text{ KN/m}$$

$$P_{s2} = G + 0,9 \cdot [Q + S] = 9,37 \text{ KN/m}$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 9,57 \text{ KN/m}$$

Nous constatons que le plancher terrasse est le plus sollicitant, donc la vérification est faite pour ce dernier.

- ✓ **Vérification de la résistance à L'ELU :**

$$P_u = 13,23 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{Pl,Rd}^+$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{13,23 \cdot 3,15^2}{8} = 16,4 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- **Position de l'axe neutre plastique (ANP) :**

La section est sous moment positif (en travée)

La largeur participante de la dalle est donnée par la relation suivante :

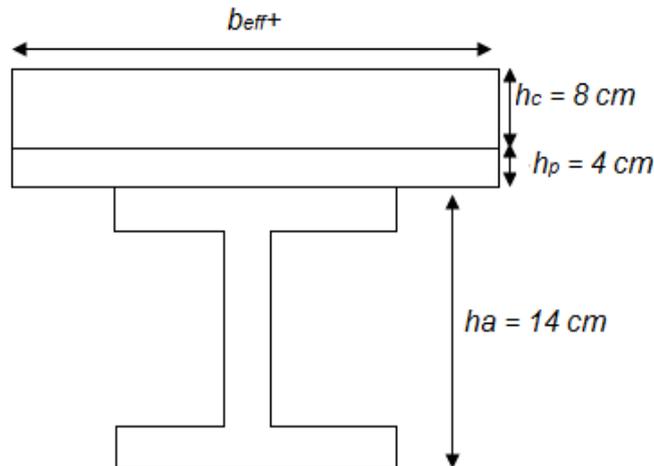
$$b_{eff}^+ = 2 \cdot \min \left[\frac{l_0}{8}, \frac{b}{2} \right] \rightarrow \text{EC4 art 4.2.2.1}$$

Avec :

l_0 : Longueur de la solive.

b : Entre axe des solives.

$$b_{eff}^+ = 2 \cdot \min \left[\frac{3,15}{8}, \frac{1,35}{2} \right] = 0,786 \text{ m}$$



Figure(IV.2) : Largeur participante de la dalle.

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{Ma}} \cdot f_y = \frac{16,4 \cdot 235}{1,1} \cdot 10^{-1} = 350,36 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{eff}^+ \cdot h_c \cdot \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 0,786 \cdot 8 \cdot \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} \cdot 10 = 890,8 \text{ KN}$$

$F_c > F_a \Rightarrow$ L'axe neutre plastique est dans la dalle

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff}^+ \cdot \left(\frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \right)} = \frac{350,36}{0,786 \cdot \left(\frac{0,85 \cdot 25}{1,5} \right)} \cdot 10^{-1} = 3,14 \text{ cm}$$

$$M_{Pl,Rd}^+ = F_a \cdot \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 350,36 \cdot \left(\frac{14}{2} + 4 + 8 - \frac{3,14}{2} \right) \cdot 10^{-2}$$

$$M_{Pl,Rd}^+ = 61,06 \text{ KN} > 16,4 \text{ KN}$$

$M_{Pl,Rd}^+ > M_{sd} \Rightarrow$ La section est vérifiée en résistance.

✓ **Vérification de la flèche a l'ELS :**

$$P_s = 9,57 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$f_{adm} > f_{cal}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{250} \rightarrow \text{Plancher terrasse}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot I_m}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{315}{250} = 1,26cm$$

- Calcul de I_m :

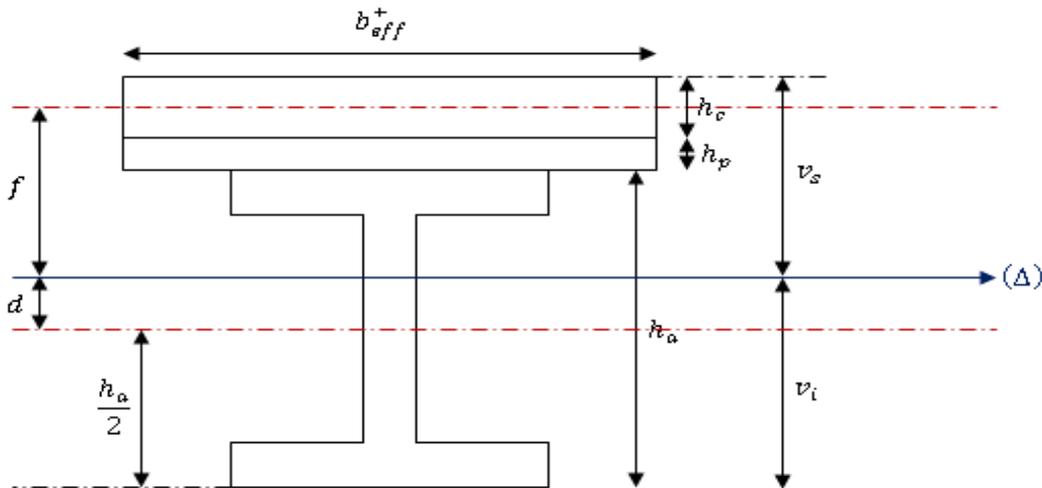
- v_i : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre (Δ)
- v_s : Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre (Δ)
- d: distance entre le centre de gravité de la solive et l'axe neutre.
- S : section mixte.
- I_m : Moment d'inertie mixte de la section par rapport à l'axe neutre.
- n= coefficient d'équivalence acier/béton

$$\eta = E_a / E_{c1}$$

$$E_{c1} = E_{cm} / 2 : \text{pour les bâtiments a usage d'habitation}$$

$$f_{cj} = 25 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$$



Figure(IV.3) : Position de l'axe neutre.

Elle est donnée par la relation : $d = \frac{b \times t}{n} \times \frac{t+h}{2 \times s}$

Avec :

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

n : coefficient d'équivalence Acier Béton ; $n = \frac{2 \times E_{acier}}{E_{cm}} = 14.48$

E_{cm} : Valeur de module sécant d'élasticité $E_{cm} = 29.10^6 \text{ KN/m}^2$

d : distance entre CDG de la solive et la position de l'axe neutre.

$$S = 16,4 + \frac{73 \times 7}{14,48} = 51,7 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{73 \times 7}{14,48} \times \frac{7+14}{2 \times 51,7} = 7,16 \rightarrow d = 7,16 \text{ cm}$$

$$v_i = (h / 2) + d = (14 / 2) + 7,16 = 14,16 \text{ cm}$$

$$v_s = (h / 2) + t - d = (14/2) + 7 - 7,16 = 6,84 \text{ cm}$$

$$I_m = I_A + A \cdot d^2 + \frac{b \times t^3}{12 \times n} + \frac{b \times t}{n} \left(\frac{t+b}{n} - d \right)^2$$

$$I_m = 541,2 + 33,4 \times (7,16)^2 + \frac{73 \times 7^3}{12 \times 14,48} + \frac{73 \times 7}{14,48} \left(\frac{7+73}{14,48} - 7,16 \right)^2$$

$$I_m = 2491,9 \text{ cm}^4$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 9,57 \cdot 3,15^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 2491,9} = 0,23 \text{ cm}$$

$f_{adm} > f_{cal} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

✓ **Résistance de la section au cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{P_u \cdot l}{2} = \frac{13,23 \cdot 3,15}{2} = 20,83 \text{ KN}$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}} = \frac{7,6 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1} \cdot 10^{-1} = 103,11 \text{ KN}$$

$V_{PL,Rd} > V_{sd} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

✓ **Calcul des contraintes :**

- **Contraintes dues au moment fléchissant :**

• Contrainte dans la poutre acier :

Traction dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{sd}}{I_m} \cdot v_i = \frac{16,4}{2491,9} \cdot 14,16 \cdot 10^3 = -93,19 \text{ MPa}$$

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \cdot [v_s - (h_c + h_p)] = \frac{16,4}{2491,9} \cdot [6,84 - (8 + 4)] \cdot 10^3 = 33,95 \text{ MPa}$$

• Contrainte dans la dalle béton :

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot v_s = \frac{16,4}{14,48 \cdot 2491,9} \cdot 6,84 \cdot 10^3 = 3,1 \text{ MPa}$$

Compression dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot [v_s - (h_c + h_p)] = \frac{16,4}{14,48 \cdot 2491,9} \cdot [6,84 - (8 + 4)] \cdot 10^3 = 2,34 \text{ MPa}$$

- Contraintes dues au retrait :

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

$$\beta = \frac{h_a + h_c + h_p}{2} = \frac{14 + 8 + 4}{2} = 13 \text{ cm}$$

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

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \cdot \beta} = \frac{541,2}{16,4 \cdot 13} = 2,53 \text{ cm}$$

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

$$B = b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p) = 78,6 \cdot (8 + 4) = 943,2 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{943,2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} \cdot 13 \cdot 16,4}{(14,48 \cdot 541,2 \cdot 16,4) + (943,2 \cdot 541,2) + (943,2 \cdot 16,4 \cdot 13^2)} = 0,25 \text{ KN/cm}^3$$

Avec :

$$E_a = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = 2 \cdot 10^{-4}$$

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

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{14}{2} + 2,53 = 7,53 \text{ cm}$$

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

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 7,53 + 8 + 4 = 19,53 \text{ cm}$$

D'où les valeurs de contraintes sont :

$$\sigma_{as} = K \cdot Y_1 = 0,25 \cdot 7,53 \cdot 10 = 18,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \cdot (h_a - Y_1) = 0,25 \cdot (14 - 7,53) \cdot 10 = 16,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_1)}{\eta} = \frac{(2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0,25 \cdot 7,53 \cdot 10)}{14,48} = 1,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_2)}{\eta} = \frac{(2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0,25 \cdot 19,53 \cdot 10)}{14,48} = -0,47 \text{ MPa}$$

- Contraintes finales :

$$\sigma_{as} = 33,95 + 18,82 = 52,77 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{ai} = -93,19 + 16,17 = -77,02 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

V. Calcul des connecteurs :

Le fonctionnement de façon monolithique d'un tel plancher n'est disponible 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».

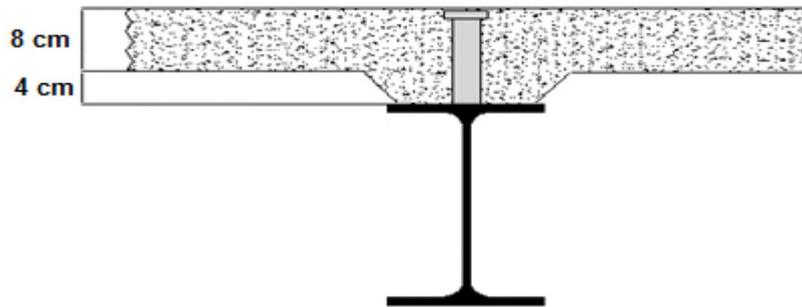
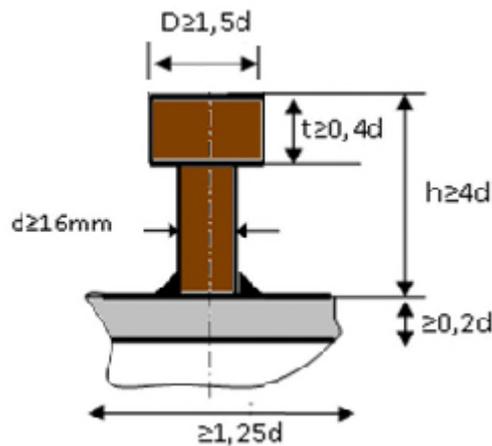


Figure (IV.4): Connexion acier-béton.

Ces connecteurs ont pour rôle :

- _ De recevoir de la part de la poutre métallique un effort de cisaillement 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'EC4 comme n'étant pas inférieur à 10% de sa résistance ultime au glissement.

On choisit des connecteurs de type M16 de classe 4.6



Figure(IV.5) : Dimensions du connecteur.

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow h > 4 \cdot d$$

On a $d = 16 \text{ mm} \Rightarrow h > 4 \cdot 16 = 64 \text{ mm}$

On prend $h = 65 \text{ mm}$

$$\frac{h}{d} = \frac{65}{16} = 4.06 > 4 \Rightarrow a = 1$$

➤ **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 (25 MPa).
- f_u : la contrainte résistante ultime de l'acier du goujon (400MPa).
- E_{cm} : module de Young instantané du béton (30500 MPa)
- γ_v : le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime soit 1.25
- $\alpha = 1$ pour $(h/d) > 4$

$$P_{Rd} = \text{min de } \begin{cases} 0,8 \times 400 \frac{3,14 \cdot 16^2}{4} \times \frac{10^{-3}}{1,25} = 51,44 \text{ KN} \\ 0,29 \times 16^2 \times \sqrt{25 \cdot 30500} \times \frac{10^{-3}}{1,25} = 51,86 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Donc : } P_{Rd} = 51,44 \text{ KN}$$

➤ **Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal V_{el} :**

$$V_{el} = \text{min } \begin{cases} \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a} \\ 0,85 \cdot b_{eff} \cdot \frac{(h_c + h_p) f_{ck}}{\gamma_c} \end{cases} \quad \rightarrow \text{EC4 art 6.2.1.1}$$

- A_a : section d'acier soit 16,4 cm²
- f_y : 235 Mpa (S235)
- γ_a : coefficient de sécurité pour l'acier soit 1.1

$$\Rightarrow V_{el} = \text{min } \left(\frac{16,4 \times 235 \times 10^{-1}}{1,1} ; 0,85 \times 0,786 \cdot \frac{12 \cdot 25}{1,5} \times 10 \right) = 350,36 \text{ KN}$$

Le nombre de goujons est :

$$N = \frac{V_{el}}{P_{Rd}} = \frac{350,36}{51,44} = 6,81$$

On choisit $N = 7$ goujons

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{3,15}{2} = 1,57 \text{ m.}$$

L'entraxe longitudinal maximal des connecteurs sur la longueur critique ne doit pas dépasser 6 fois l'épaisseur totale de la dalle (ht) ni 800 mm conformément à l'EC4.

$$S_t < \text{Min} (6ht ; 800) = \text{min} (720 ; 800)$$

$$S_t < 720 \quad \text{condition vérifiée.}$$

L'espace est donnée par :

$$S_t = \frac{L_{cr}}{N} = \frac{157}{7} = 22,42 \text{ cm}$$

- **Vérification de la soudure :**

a : la gorge

$$a < \text{min} (d, t_f) = \text{min} (16, 6.9) = 6.9 \text{ mm}$$

On prend a = 7 mm

L : la longueur du cordon de soudure circulaire

$$L = \pi \cdot d = \pi \cdot 16 = 50,265 \text{ mm}$$

L'effort résistant de cisaillement est :

$$F_{w,Rd} = a \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{MW} \cdot \sqrt{3}} = 7 \times 50,265 \times \frac{400 \cdot 10^{-3}}{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} = 81,25 \text{ KN}$$

Avec :

$$f_u = 400 \text{ MPa}$$

$$\beta_w = 0.8$$

$$\gamma_{mw} = 1,25$$

L'effort sollicitant est donné par :

$$F_{Sd} = \frac{V_{el}}{N} = \frac{350,36}{7} = 50,05 \text{ KN}$$

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

$$F_{sd} \leq F_{wrd} \Rightarrow 50,05 \leq 81,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des vibrations :**

Notre plancher est a usage d'habitation donc la condition à vérifier est :

$$f \text{ (Hz)} \geq 3 \text{ (Hz)}$$

$$f \text{ (Hz)} = \frac{18}{f_{cal}} = \frac{18}{\sqrt{0,23 \cdot 10}} = 11,86 \text{ Hz}$$

$$11,86 \geq 3 \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

VI. Ferrailage de la dalle du plancher :

➤ Plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 6,08 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0,182 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 9,7 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 9,8 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u1}) = 9,8 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{s1} = G + \max[Q; S] = 7,08 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{s2} = G + 0,9 \cdot [Q + S] = 7,14 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 7,14 \text{ KN/m}^2$$

➤ Plancher courant :

$$\begin{cases} G = 5,5 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 9,675 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 9,45 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u1}) = 9,675 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{s1} = G + \max[Q; S] = 7 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{s2} = G + 0,9 \cdot [Q + S] = 6,85 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 7 \text{ KN/m}^2$$

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

• A L'ELU :

$$q_u = 9,8 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,35}{3,15} = 0,42 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens } l_y$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{9,8 \cdot 1,35^2}{8} = 2,23 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée est : $M_t = 0,75 M_0 = 1,67 \text{ KN.m}$

Le moment en appuis est : $M_a = 0,5 M_0 = 1,115 \text{ KN.m}$.

✓ **Calcul des armatures en travée :**

$$M_t = 1,67 \text{ KN.m}$$

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

$$h = 1 \text{ m}$$

$$c = 4 \text{ cm}$$

$$d = 12 - 3,5 = 8,5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,67}{1 \times 0,085^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,0162 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,22$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,043 \text{ m} = 4,3 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = 1,11 \text{ cm}^2$$

Donc : on ferraille avec **5HA8** = 2,51 cm²

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,51 \text{ cm}^2 < 2,51 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié}$$

✓ **Calcul des armatures en appui :**

$$M_a = 1,115 \text{ KN.m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

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

$$c = 4 \text{ cm}, d = 8,5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,01 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,012$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,08 \text{ m} = 8 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = 0,4 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec : **5HA8** = 2,51 cm²

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,51 \text{ cm}^2 < 2,51 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

✓ **Espacement des barres :**

$$St_{\parallel x} = \min[(3 \cdot h), 33] \Rightarrow St_{\parallel x} = 24 \text{ cm}$$

$$St_{\parallel x} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$St_{\parallel y} = \min[(4 \cdot h_c), 45] \Rightarrow St_{\parallel y} = 32 \text{ cm}$$

$$St_{\parallel y} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 32 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérfifié}$$

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

$$V_x = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{9,8 \cdot 1,35}{2} = 6,17 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_x}{b \cdot d} = \frac{6,17}{1 \cdot 0,085} \cdot 10^{-3} = 0,072 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,072 \cdot f_{c28} = 1,8 \text{ MPa} > \tau \rightarrow \text{Vérfifiée}$$

- **À L'ELS :**

$$q_s = 7,14 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l_x^2}{8} = \frac{7,14 \cdot 1,35^2}{8} = 1,62 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée est : $M_t = 0,75 \cdot M_0 = 1,21 \text{ KN.m}$

Le moment en appuis est : $M_a = 0,5 \cdot M_0 = 0,81 \text{ KN.m}$

✓ **Vérification des contraintes :**

En travée

$$M_t = 1,67 \text{ KN.m}$$

$$A = 2,51 \text{ cm}^2$$

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

$$d = 8,5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A') \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d - A' \cdot d') \Rightarrow y = 5,31 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 5373,8 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 1,65 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifié}$$

En appui

$$M_a = 1,115 \text{ KN.m}$$

$$A = 2,51 \text{ cm}^2$$

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

$$d = 8,5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A') \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d - A' \cdot d') \Rightarrow y = 5,31 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 5373,8 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 1,1 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifié}$$

✓ **Etat limite de déformation :**

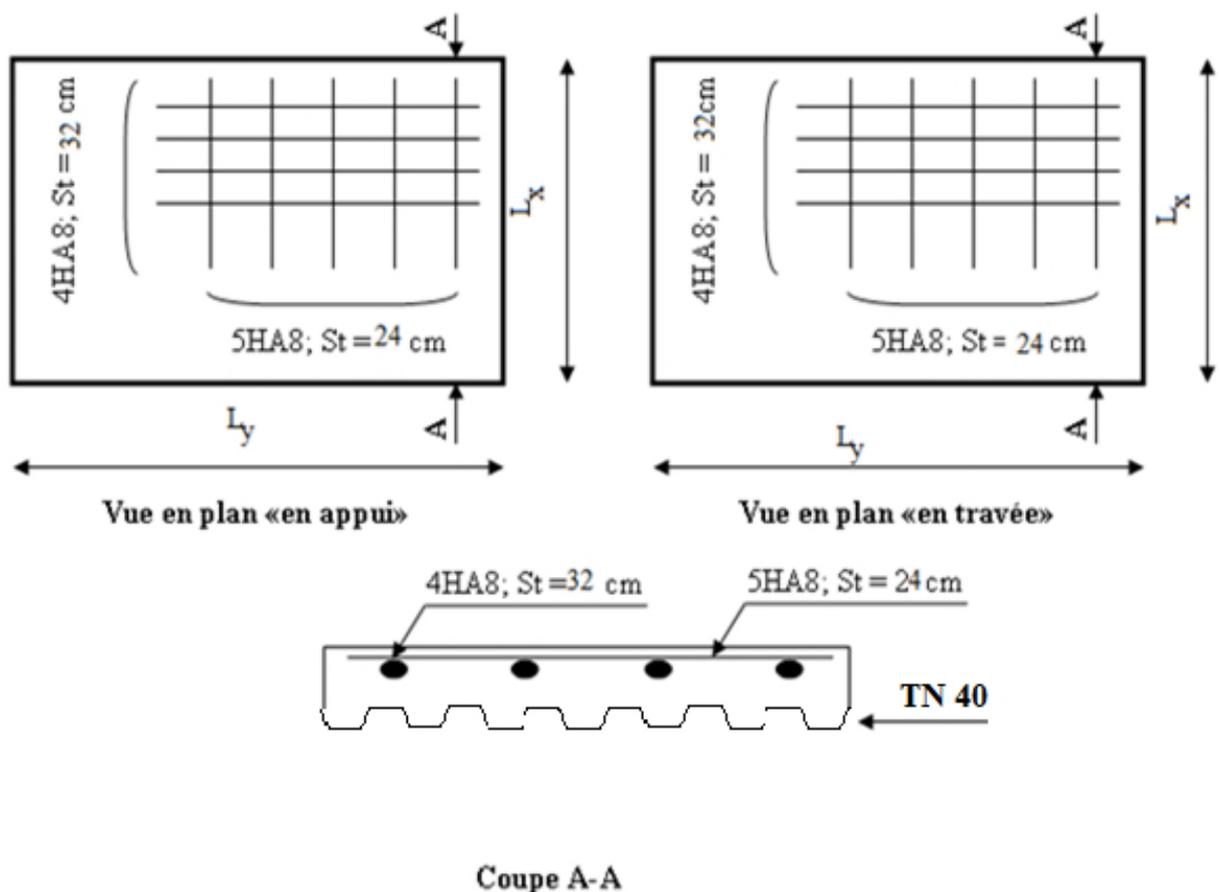
Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \cdot M_0} \\ 2) \frac{h}{l} \geq \frac{3}{80} \\ 3) \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$1) \frac{8}{135} \geq \frac{1,67}{20 \cdot 1,62} \Rightarrow 0,059 \geq 0,051 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$2) \frac{8}{135} \geq \frac{3}{80} \Rightarrow 0,059 \geq 0,0375 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$3) \frac{2,51}{100 \cdot 8,5} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0029 \leq 0,005 \rightarrow \text{Vérifiée}$$



Figure(IV.6) :Schema de ferrailage de la dalle.

VII. Dimensionnement de la console du balcon :

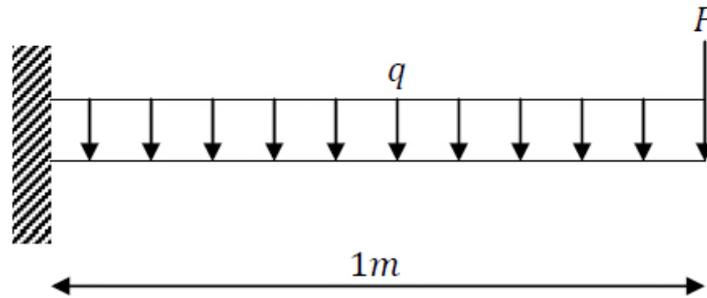


Figure (IV.7):Schéma statique de la console.

➤ **Charges sur la console :**

On a :

$$G_{\text{balcon}} = 4.15 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_{\text{enduit de ciment}} = 0.36 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_{\text{mur}} = 1.62 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_{\text{balcon}} = 3.5 \text{ KN/m}^2.$$

• **ELS:**

$$G = (4.15 \times 3.42) + (2.2 \times 3.40) + (1.12 \times 1.62 \times 2.9) = 26.93 \text{ KN/m.}$$

$$Q = (3.5 \times 3.42) = 11.97 \text{ KN/m.}$$

$$P = (1.2 \times 1.62 \times 2.9) = 5.63 \text{ KN.}$$

✓ **Dimensionnement de la console:**

$$q_s = G + Q = 38.90 \text{ KN/m.}$$

$$P_s = 5.63 \text{ KN.}$$

On vérifie :

$$f_{cal} \leq f_{ad}$$

$$f_{cal1} = \frac{q_s \cdot l^4}{8 \cdot E \cdot I_{y1}}$$

$$f_{cal2} = \frac{p_s \cdot l^4}{3 \cdot E \cdot I_{y2}}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250}$$

$$I_{y1} = 250 \cdot \frac{q_s \cdot l^3}{8 \cdot E} = 250 \cdot \frac{38,9 \cdot 1^3}{8,2,1} = 578.86 \text{ cm}^4.$$

$$I_{y2} = 250 \cdot \frac{p_s \cdot l^3}{3 \cdot E} = 250 \cdot \frac{5,63 \cdot 1^3}{3,2,1} = 223.41 \text{ cm}^4.$$

$$I_y = I_{y1} + I_{y2} = 578.86 + 223.41 = 802.27 \text{ cm}^4.$$

Soit un **IPE 180** avec $I_y = 1317 \text{ cm}^4$.

Classe de la section :

✓ **Vérification de la semelle (comprimée) :**

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 10 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{180}{2 \cdot 8} \leq 10 \cdot 1 \Rightarrow 6.12 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

✓ **Vérification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{190.4}{6.2} \leq 72 \cdot 1 \Rightarrow 30.71 \leq 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1.

✓ **Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

◦ **La flèche :**

$$q_s' = q_s + G_{\text{profilé}} = 38.90 + 0.188 = 39.08 \text{ KN.}$$

$$f_{cal 1} = \frac{39.08 \cdot 1^4}{8 \cdot 2.1 \cdot 1317} \cdot 10^2 = 0.176 \text{ cm.}$$

$$f_{cal 2} = \frac{5.63 \cdot 1^4}{3 \cdot 2.1 \cdot 1317} \cdot 10^2 = 0.067 \text{ cm.}$$

$$f_{cal} = f_{cal 1} + f_{cal 2} = 0.243 \text{ cm.} < f_{ad} = \frac{100}{250} = 0.4 \text{ cm.} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

◦ **Cisaillement :**

$$V_{sd} = q_u \times l + P_u = 54.31 + 9.675 = 63.98 \text{ KN.}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M_0}} = \frac{11.25 \cdot 10^{-1} \cdot \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 152.64 \text{ KN.} > V_{sd} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$0.5 \cdot V_{pl,Rd} = 76.32 \text{ KN} > V_{sd} = 63.98 \text{ KN.} \rightarrow$ Pas de réduction de moment plastique.

◦ **La résistance :**

$$q_u = 1.35 \times (G + G_{\text{profilé}}) + 1.5 Q = 54.56 \text{ KN/m.}$$

$$P_u = 1.35 \times 5.63 = 7.6 \text{ KN.}$$

$$M_{sd1} = \frac{q_u l^2}{2} = 27.28 \text{ KN.m.}$$

$$M_{sd2} = P_u \times l = 7.5 \text{ KN.m.}$$

$$M_{sd} = M_{sd1} + M_{sd2} = 34.78 \text{ KN.m.}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{166.4 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 39.104 \text{ KN.m} > 34.78 \text{ KN.m.} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors **L' IPE 180** convient comme console.

*** Conclusion :**

A travers cette étude nous avons démontré que le plancher collaborant, réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 8 cm posé sur des solives IPE140, supporte les charges appliquées au niveau de chaque étage de la structure.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 16 mm, (7 goujons espacés de 22,5 cm entre eux pour chaque solive).

Chapitre V

Pré dimensionnement des éléments.

Modélisation Par éléments finis et dimensionnement de la structure

I. Introduction :

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 du plancher.

Dans notre cas, il s'agit d'une construction à usage d'habitation, ou la charge d'exploitation est de 1.5 KN/ m^2 , dans ce cas la, on utilise les planchers mixtes (acier-béton), ou la dalle est en béton posée sur les solives à l'aide d'un intermédiaire qui joue le rôle d'un coffrage perdu qui est fabriqué en tôle nervurée (TN 40). La dalle est dite collaborant, car elle participe à l'inertie globale du plancher et à la stabilité de la structure, ce qui impose qu'elle soit liée avec la structure porteuse. Pour cela il faut prévoir des dispositifs de liaison (connecteurs) à l'interface acier-béton, qui solidarisent la dalle et les poutres entre elles et s'opposent à leur glissement.

II. Principe de calcul :

Le pré dimensionnement de chaque élément se fait par :

- Condition de flèche
- Condition de résistance

1. Condition de flèche :

La flèche se vérifie par la condition suivante : $f_{cal} \leq f_{ad}$

$$\text{Avec : } f_{cal} = \frac{P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \quad \text{Pour le cas d'une poutre bi encastree.}$$

l : Portée de l'élément considéré.

E : Module d'élasticité longitudinal de l'acier.

P_s : Charge sur le profilé a l'ELS

I_y : Moment d'inertie du profilé.

2. Condition de résistance :

La résistance se vérifie par la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{Rd}$

$$M_{sd} = \frac{P_u l^2}{12} \quad \text{Pour le cas d'une poutre bi encastree}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \rightarrow [\text{CCM97 article 5.4.5.1}]$$

Avec : M_{sd} : Moment sollicitant le profilé.

M_{Rd} : Moment résistant du profilé.

P_u : Charge sur le profilé a l'ELU.

f_y : Limite d'élasticité de l'acier.

W_{pl} : Module de résistance plastique.

γ_{M_0} : Coefficient partiel de sécurité.

3. Evaluation des charges sur le plancher :

Les charges ont été prises du document technique réglementaire (D.T.R-BC.2.2).

- ✓ **Charges permanentes :**
 - _ Plancher terrasse : $G = 6.08 \text{ KN/m}^2$
 - _ Plancher courant : $G = 5.5 \text{ KN/m}^2$
- ✓ **Charges d'exploitation :**
 - _ Plancher terrasse : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
 - _ Plancher courant : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

4. Pré dimensionnement des sommiers (poutre principales) :

✓ **Plancher terrasse**

On a les caractéristiques suivantes :

Portée du sommier $L = 5,40\text{m}$

Entre axe des sommiers : $e_{sommier} = 3,15\text{m}$

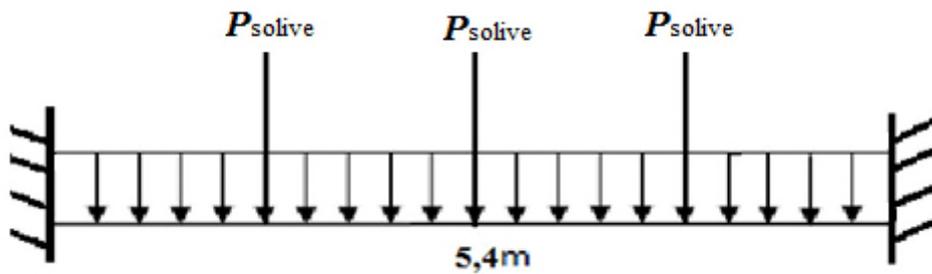
Entre axe des solives : $e_{solive} = 1,35\text{m}$

$G = 6,08 \text{ KN/m}^2$

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

$G_{solive} = 0,129 \text{ KN/m}$

$S = 0,182 \text{ KN/m}^2$



Figure(V.1) : Schémas statique du sommier

- **Combinaison de charges :**

Pour vérifier cette poutre on décompose les charges concentrées

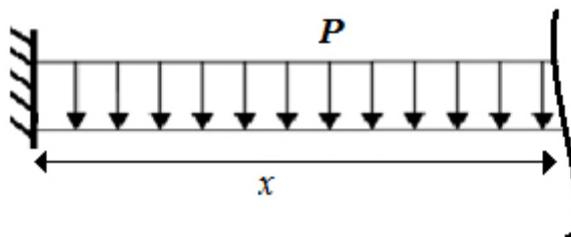


Figure (V.2) : Schémas statique du sommier sous charge repartis

- **Vérification de la flèche :**

$$q_s = [G + 0.9(Q + S)] \cdot e_{sommier} + [(3 \cdot P_{solive}) / L]$$

$$q_s = [6.08 + 0.9(1 + 0.182)] \cdot 3.15 + [(3 \cdot 0.129) / 5.4] = 22,57 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier que : $f_z = \frac{P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{540}{250} = 2,16 \text{ cm}$

$$I_y \geq \frac{q_s \cdot l^3 \cdot 250}{384 \cdot E} = \frac{22,57 \times 5,4^3 \times 250}{384 \times 2,1} = 1101,79 \text{ cm}^4$$

On adopte un **IPE 180** avec $I_y = 1317 \text{ cm}^4$

$$f_{cat} = 1,8 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2,16 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Plancher courant :

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de sommier $L = 5,4 \text{ m}$

Entre axe des sommiers : $e_{sommier} = 3,15 \text{ m}$

Entre axe des solives : $e_{solive} = 1,35 \text{ m}$

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

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$G_{solive} = 0,129 \text{ KN/m}$

- Combinaison de charges :

Pour vérifier cette poutre on décompose les charges concentrées

◦ Vérification de la flèche :

$$q_S = [G+Q] \cdot e_{sommier} + [(3 \cdot P_{solive})/L]$$

$$= [5,5+1,5] \times 3,15 + [(3 \times 0,129) / 5,4] = 22,12 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier que :

$$f_z = \frac{P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{540}{250} = 2,16 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{q_s \cdot l^3 \cdot 250}{384 \cdot E} = \frac{250 \cdot 0,2212 \cdot 540^3}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^4} = 1079,91 \text{ cm}^4$$

On adopte un **IPE 180** avec $I_y = 1317 \text{ cm}^4$

$$f_{cat} = 1,77 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2,16 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, alors on adopte un **IPE 180** comme des sommiers de plancher courant.

5. Pré dimensionnement des poutres secondaire

Les poutres secondaires ont un rôle de supporter les charges des planchers et les transmettre aux poteaux (cas d'une dalle plein ou plancher mixte). Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

Le même calcul se fait pour le plancher terrasses et les planchers courant. Dans notre cas on vérifie seulement le plancher terrasse car c'est le plus sollicitant.

✓ Plancher terrasse

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la poutre secondaire : $L = 3,15\text{m}$

Entre axe des poutres secondaire : $e_{p\text{ secondaire}} = 5,4\text{m}$

Entre axe des solives : $e_{solive} = 1,35\text{m}$

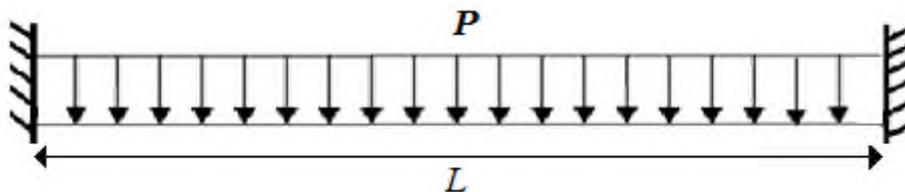


Figure (V.3) : Schémas statique de la poutre secondaire

✓ Vérification de la flèche

On considère la poutre secondaire soumise à une charge répartie sur sa longueur, les combinaisons de charge à considérées sont :

$$p_{s1} = [G + 0.9 (Q + S)] \cdot e_{p\text{ secondaire}} = 38,57 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

$$\text{Avec : } f_{cal1} = \frac{P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_{y1}}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250}$$

$$I_{y1} = 250 \cdot \frac{P_{s1} \cdot l^3}{384 \cdot E} = 250 \cdot \frac{38,57 \cdot 10^{-2} \cdot 3,15^3}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^4} = 373,74 \text{ cm}^4$$

On choisit un **IPE 140** avec $I_y = 541,2 \text{ cm}^4$

$$f_{cal1} = \frac{P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_{y1}} = 0,63 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{315}{250} = 1,26 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée, alors on adopte l'**IPE 140** comme poutres secondaires.

6. Pré dimensionnement des poteaux :

Dans le pré dimensionnement des poteaux prévus pour résister aux efforts extérieurs, on tien compte de la nature de leur liaisons aux poutres.

En principe les poteaux seront encastres en bas et articulés en haut. Ils seront pré dimensionnés à L'ELU en compression simple

On choisit un poteau centrale auquel revient la plus grande surface estimée a $(3.015 \times 5.155) \text{ m}^2$.

1) Les charges permanentes :

Poids du plancher terrasse : $G = 6.08 \text{ KN/m}^2$.

Poids du plancher courant : $G = 5,5 \text{ KN/m}^2$.

Poids de la poutre porteuse : 0.361 KN/m .

Poids des solives : $G_{solive} = 0.129 \text{ KN/m}$.

Poids de la poutre secondaire : 0.307 KN/m .

2) Les charges d'exploitation :

Plancher terrasse : 1 KN/m^2 .

Plancher courant : 1.5 KN/m^2 .

Les poteaux seront pré dimensionnés à L'ELU en compression simple.

Le pré dimensionnement se fera selon la formule suivante :

$$N_{max} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Avec :

N_{max} : Effort normal de compression déterminé par la descente de charges

A : section du poteau.

f_y : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_{M_0} : Coefficient partiel de sécurité.

3) Détermination de N_{max} par la descente de charges :

Le poteau le plus sollicité est le poteau (B -3) :

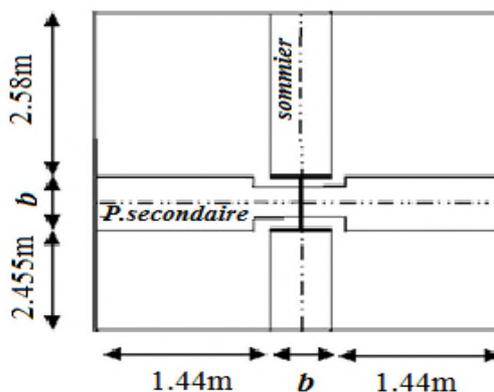


Figure (V.4) : L'effort N revenant sur le poteau le plus sollicité.

4. Plancher terrasse :

-Poids du plancher :

$$6.08 \times [(2.455+2.58+0.12) \times (1.44 \times 2+0.135)] = 94.49 \text{ KN}$$

- Poids de la poutre principale (Sommier) :

$$0.361 \times (2.58+2.455) = 1.81 \text{ KN}$$

- Poids de la poutre secondaire :

$$0.307 \times [(2 \times 1.44) + 0.135] = 0.925 \text{ KN}$$

- Poids propre des solives :

$$0.129 \times [4 \times 3.15] = 1.62 \text{ KN}$$

- Surcharges d'exploitation

$$1 \times (5.155 \times 3.015) = 15.54 \text{ KN}$$

- Surcharges de neige :

$$0.182(5.155 \times 3.015) = 2.82 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G \text{ terrasse} = 98.84 \text{ KN} \\ N_Q \text{ terrasse} = 15.54 \text{ KN} \\ N_S \text{ terrasse} = 2.82 \text{ KN} \end{array} \right.$$

5. Plancher étage courant :

-Poids du plancher :

$$5.5 \times [(2.455+2.58+0.12) \times (1.44 \times 2+0.135)] = 85.48 \text{ KN}$$

- Poids de la poutre principale (Sommier)

$$0.361 \times (2.58+2.455) = 1.81 \text{ KN}$$

- Poids de la poutre secondaire

$$0.307 \times [(2 \times 1.44) + 0.135] = 0.925 \text{ KN}$$

- Poids propre des solives

$$0.129 \times [4 \times 3.15] = 1.62 \text{ KN}$$

- Surcharges d'exploitation

$$1.5 \times (5.155 \times 3.015) = 23.31 \text{ KN}$$

- Surcharges de neige :

$$0 \times (5.155 \times 3.015) = 0 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G \text{ étage} = 89.83 \text{ KN} \\ N_Q \text{ étage} = 23.31 \text{ KN} \\ N_S \text{ étage} = 0 \text{ KN} \end{array} \right.$$

✓ **Pré dimensionnement :**

➤ **Poteau niveau 4 :**

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

$$N_1 = 1.35 \cdot N_{G \text{ terrasse}} + 1.35 \cdot (N_{Q \text{ terrasse}} + N_{S \text{ terrasse}}) = 158.22 \text{ KN.}$$

$$N_2 = 1.35 \cdot N_{G \text{ terrasse}} + 1.5 \cdot \max(N_{Q \text{ terrasse}}; N_{S \text{ terrasse}}) = 156.74 \text{ KN.}$$

$$N_{\max} = 158.22 \text{ KN.}$$

N_{\max} doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A = \frac{N_{\max} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{158,22 \cdot 1,1 \cdot 10}{235} = 7,4 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEA 100** avec : $A = 21.2 \text{ cm}^2$

➤ **Poteau niveau 3:**

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

$$\Rightarrow \begin{cases} N_G = N_{G \text{ terrasse}} + N_{G \text{ étage}} + \text{Poids HEA240} = 113.70 \text{ KN} \\ N_Q = N_{Q \text{ terrasse}} + N_{Q \text{ étage}} = 38,86 \text{ KN} \\ N_S = N_{S \text{ terrasse}} + N_{S \text{ étage}} = 2,82 \text{ KN} \end{cases}$$

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

$$N_1 = 1,35 \cdot N_G + 1,35 \cdot (N_Q + N_S) = 209.76 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1,35 \cdot N_G + 1,5 \cdot \max(N_Q; N_S) = 211.78 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 211.78 \text{ KN}$$

N_{\max} doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A = \frac{N_{\max} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{211,78 \cdot 1,1 \cdot 10}{235} = 9,91 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEA 100** avec : $A = 21.2 \text{ cm}^2$

➤ Poteau niveau 2 :

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

$$\Rightarrow \begin{cases} N_G = N_G \text{ terrasse} + 2 \cdot N_G \text{ étage} + 2 \cdot \text{Poids HEA100} = 137.6 \text{ KN} \\ N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 2 \cdot N_Q \text{ étage} = 62,16 \text{ KN} \\ N_S = N_S \text{ terrasse} + 2 \cdot N_S \text{ étage} = 2,82 \text{ KN} \end{cases}$$

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

$$N_1 = 1,35 \cdot N_G + 1,35 \cdot (N_Q + N_S) = 273.46 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1,35 \cdot N_G + 1,5 \cdot \max(N_Q; N_S) = 278.98 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 278.98 \text{ KN}$$

N_{\max} doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A = \frac{N_{\max} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{278.98 \cdot 1,1 \cdot 10}{235} = 13.05 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEA100** avec : $A = 21.2 \text{ cm}^2$

➤ Poteau niveau 1 :

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

$$\Rightarrow \begin{cases} N_G = N_G \text{ terrasse} + 3 \cdot N_G \text{ étage} + 3 \cdot \text{Poids HEA 100} = 161.46 \text{ KN} \\ N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 3 \cdot N_Q \text{ étage} = 85,47 \text{ KN} \\ N_S = N_S \text{ terrasse} + 3 \cdot N_S \text{ étage} = 2,82 \text{ KN} \end{cases}$$

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

$$N_1 = 1,35 \cdot N_G + 1,35 \cdot (N_Q + N_S) = 337.16 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1,35 \cdot N_G + 1,5 \cdot \max(N_Q; N_S) = 346.17 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 346.17 \text{ KN}$$

N_{\max} doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A = \frac{N_{\max} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{346.17 \cdot 1,1 \cdot 10}{235} = 15.78 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEA 100** avec : $A = 21.2 \text{ cm}^2$

➤ **Poteau RDC :**

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

$$\Rightarrow \begin{cases} N_G = N_G \text{ terrasse} + 4 \cdot N_G \text{ étage} + 4 \cdot \text{Poids HEA 100} = 185.34 \text{ KN} \\ N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 4 \cdot N_Q \text{ étage} = 108,78 \text{ KN} \\ N_S = N_S \text{ terrasse} + 4 \cdot N_S \text{ étage} = 2,82 \text{ KN} \end{cases}$$

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

$$N_1 = 1,35 \cdot N_G + 1,35 \cdot (N_Q + N_S) = 400.87 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1,35 \cdot N_G + 1,5 \cdot \max(N_Q; N_S) = 413.37 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 413.37 \text{ KN}$$

N_{\max} doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A = \frac{N_{\max} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{400.87 \cdot 1,1 \cdot 10}{235} = 19.35 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEA 100** avec : $A = 21.2 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification au flambement :**

a. **Classe de la section :**

➤ **Vérification de la semelle (comprimée) :**

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 10 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{100}{2 \cdot 8} \leq 10 \cdot 1 \Rightarrow 6.25 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

$$\text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

➤ **Vérification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{56}{5} \leq 72 \cdot 1 \Rightarrow 11,2 \leq 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

b. **Calcul de l'élançement réduit $\bar{\lambda}_i$:**

$$\bar{\lambda}_i = \left(\frac{\lambda_i}{\lambda_1} \right) \cdot \beta_A^{0.5}$$

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

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7 \cdot 340}{4,06} = 58,62 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = 0,62 > 0,2$$

Selon y-y il ya un risque de flambement

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,7 \cdot 340}{2,51} = 94,82 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = 1 > 0,2$$

Donc, il ya lieu de tenir compte du risque de flambement autour de Z - Z. et Y-Y
Le choix de la courbe de flambement se fait par :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{96}{100} = 0,96 \leq 1,2 \\ t_f = 8 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow z - z \rightarrow \text{Courbe c} \Rightarrow \alpha_z = 0,49$$

$$\varphi_z = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 1,196$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,54$$

$$N_{brd,z} = \frac{\chi_z \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{0,54 \cdot 1 \cdot 21,2 \cdot 235}{10 \cdot 1} = 269 \text{ KN}$$

$$N_{brd} = N_{brd,z} = 269 \text{ KN}$$

$$N'_{max} = N_{max} + (G_{profilé} \cdot H_{poteau}) = 413,37 + (0,167 \cdot 3,4) = 413,93 \text{ KN}$$

Il faut que :

$$N'_{max} \leq N_{brd} \Rightarrow 413,93 \text{ KN} \leq 269 \text{ KN} \rightarrow \text{non vérifiée}$$

La condition n'est pas vérifiée, donc on augmente la section du profilé et on adopte un **HEA 120** comme un poteau de RDC.

Donc :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7 \cdot 340}{4,89} = 48,67 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = 0,52 > 0,2$$

Selon y-y il ya un risque de flambement

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,7 \cdot 340}{3,02} = 78,8 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = 0,84 > 0,2$$

Donc, il ya lieu de tenir compte du risque de flambement autour de Z - Z. et Y-Y
Le choix de la courbe de flambement se fait par :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{114}{120} = 0.95 \leq 1,2 \\ t_f = 8 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow z - z \rightarrow \text{Courbe c} \Rightarrow \alpha_z = 0,49$$

$$\varphi_z = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 1$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,65$$

$$N_{brd,z} = \frac{\chi_z \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{0,54 \cdot 1 \cdot 25,3 \cdot 235}{10 \cdot 1} = 385,42 \text{ KN}$$

$$N_{brd} = N_{brd,z} = 385,42 \text{ KN}$$

$$N'_{max} = N_{max} + (G_{profilé} \cdot H_{poteau}) = 413,37 + (0,167 \cdot 3,4) = 413,93 \text{ KN}$$

Il faut que :

$$N'_{max} \leq N_{brd} \Rightarrow 413,93 \text{ KN} \leq 385,42 \text{ KN} \rightarrow \text{n'est pas vérifiée}$$

La condition n'est pas encore vérifiée, donc on augmente la section du profilé et on adopte un **HEA 140** comme un poteau de RDC.

On 'a:

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7 \cdot 340}{5,73} = 41,53 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = 0,44 > 0,2$$

Selon y-y il ya un risque de flambement

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,7 \cdot 340}{3,52} = 67,6 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = 0,72 > 0,2$$

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

Le choix de la courbe de flambement se fait par :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{133}{140} = 0.95 \leq 1,2 \\ t_f = 8,5 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow z - z \rightarrow \text{Courbe c} \Rightarrow \alpha_z = 0,49$$

$$\varphi_z = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,88$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,71$$

$$N_{brd,z} = \frac{\chi_z \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{0,71 \cdot 1 \cdot 31,4 \cdot 235}{10 \cdot 1} = 528,06 \text{ KN}$$

$$N_{brd} = N_{brd,z} = 528,06 \text{ KN}$$

$$N'_{max} = N_{max} + (G_{profilé} \cdot H_{poteau}) = 413,37 + (0,167 \cdot 3,4) = 413,93 \text{ KN}$$

Il faut que :

$$N'_{max} \leq N_{brd} \Rightarrow 413.93 \text{ KN} \leq 528.06 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifiée}$$

- **Récapitulation des sections adoptées aux différents étages :**

Pour des raisons standardisation en adopte des poteaux de HEA 140 pour tous les niveaux

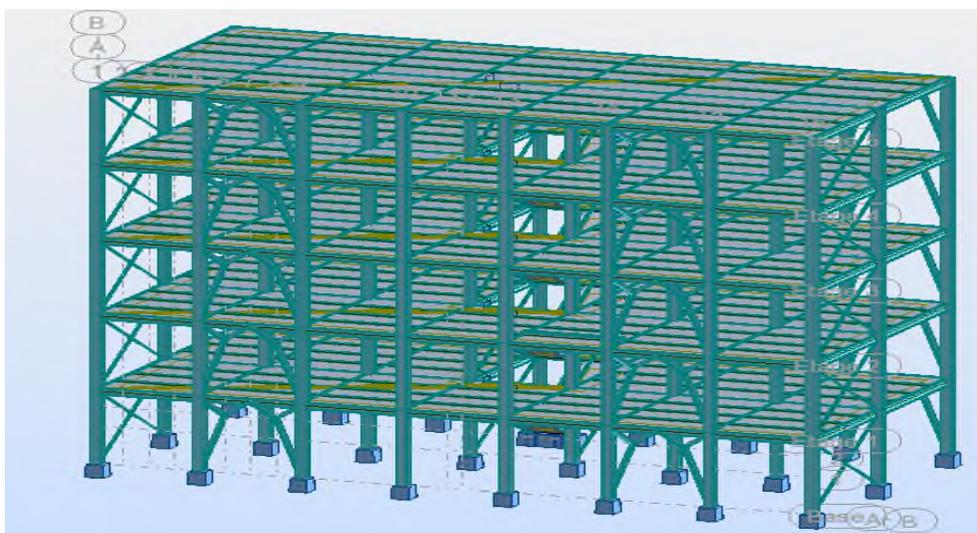
Tableau (V.1) : Tableau des sections adoptées

Section	Poteaux	Sommier	Solive	P. secondaire
RDC	HEA 140	IPE 180	IPE140	IPE140
Niveau 1	HEA 140	IPE 180	IPE140	IPE140
Niveau 2	HEA 140	IPE 180	IPE140	IPE140
Niveau 3	HEA 140	IPE 180	IPE140	IPE140
Niveau 4	HEA 140	IPE 180	IPE140	IPE140
Profils adoptés pour la modélisation	HEB 360	IPE 330	IPE 140	IPE 300

III. Modélisation par éléments MEF :

La modélisation par MEF revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes; La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure , la modélisation de notre structure par éléments finis est réalisée en utilisant le logiciel robot.



Figure(V.5) : Vue de la structure en 3D

IV. Introduction au code de calcul ROBOT :

C'est un logiciel d'analyse et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adopté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil.

Le but de l'analyse d'une structure consiste en une meilleure compréhension de son comportement sous l'effet des différentes actions ainsi que la connaissance de la distribution des efforts internes. À cet effet la méthode de calcul utilisé est celle des éléments finis (MEF).

Cette méthode est un outil de résolution numérique approchée des problèmes de structure et plus généralement des problèmes physique et mécanique...etc. elle permet de déterminer les déplacements, les réactions et les contraintes dans n'importe quel élément de la structure.

1. Nombre de mode à considérer :

✓ Pourcentage de la participation de la masse :

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour déterminer la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Tableau (V.2) : Le pourcentage de participation de masse.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	2,22	0,45	80,27	0,00	80,27	0,00
4/ 2	2,85	0,35	80,27	78,59	0,00	78,59
4/ 3	3,33	0,30	80,28	78,59	0,01	0,00
4/ 4	6,14	0,16	94,78	78,59	14,50	0,00
4/ 5	7,04	0,14	94,78	78,70	0,00	0,11
4/ 6	9,56	0,10	94,78	94,09	0,00	15,39
4/ 7	10,83	0,09	95,06	94,09	0,28	0,00
4/ 8	10,92	0,09	98,42	94,10	3,36	0,00
4/ 9	14,84	0,07	99,59	94,10	1,17	0,00
4/ 10	17,62	0,06	99,85	94,10	0,26	0,00

On remarque que le taux de participation de la masse dépasse 90% à partir du 4^{ème} mode sont suffisant pour représenter un bon comportement de la structure, et d'après les résultats on remarque bien que les 02 premiers modes sont des modes de translation.

2. Les réponses modales de la structure :

Les déformations de la structure suivant les 03 premiers modes de vibration les plus prépondérants sont :

Mode 1 :

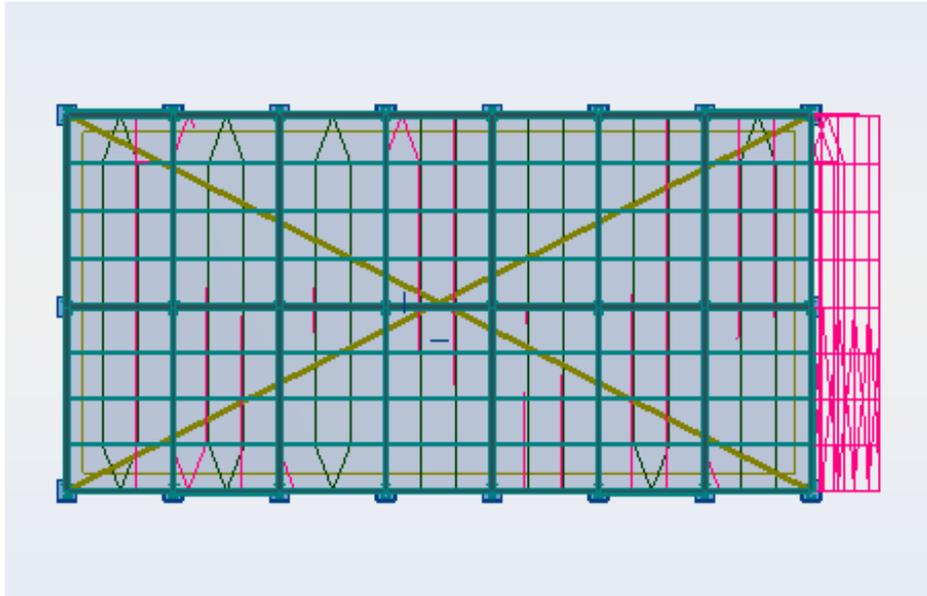


Figure (V.6) : Translation suivant l'axe x-x avec une période de 0.45 s.

Mode 2 :

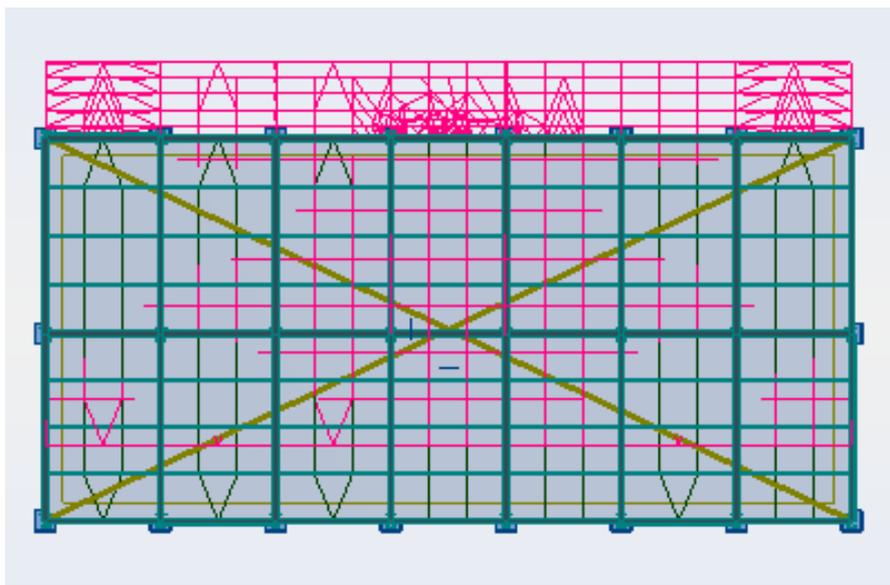


Figure (V.7) : Translation suivant l'axe y-y avec une période de 0.35 s.

Mode 3 :

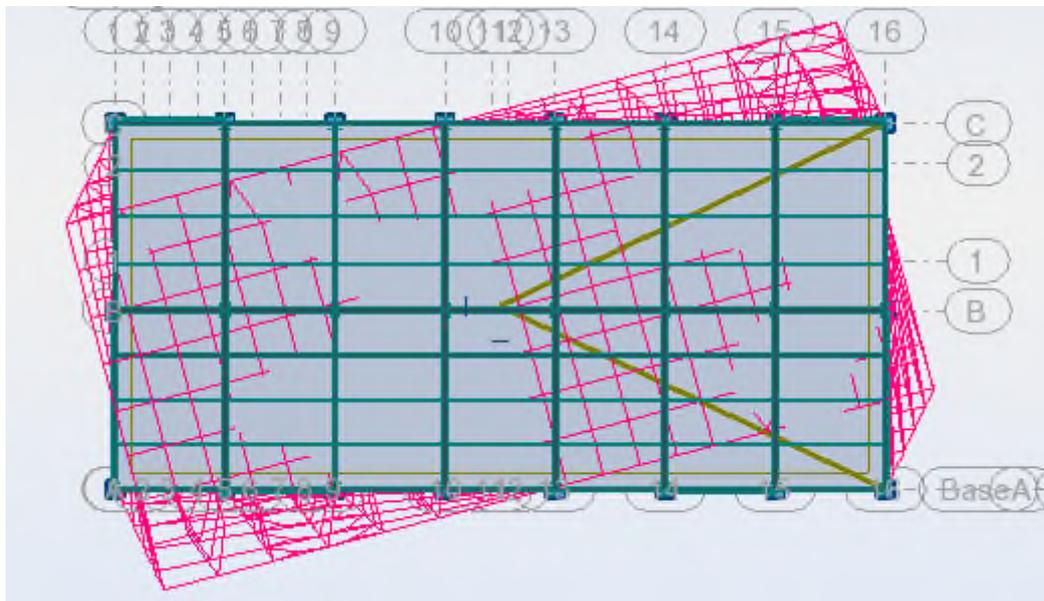


Figure (V.8) : rotation suivant l'axe z-z avec une période de 0.30 s.

3. Résultante des forces sismique à la base :

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/2003, la résultante des forces sismique à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st}

Si : $V_{dyn} < 0.8 \cdot V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse sismique (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $r = \frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$

a) Vérification des efforts tranchant :

Après les résultats du logiciel (*Robot*) :

$$V_{dynx} = 843.83 \text{ KN}$$

$$V_{dyny} = 903.64 \text{ KN}$$

On à : $0,8 \cdot V_{stx} = 0,8 \times 550.78 = 440.62 \text{ KN} < V_{dynx}$ (condition vérifiée).

$0,8 \cdot V_{sty} = 0,8 \times 734.38 = 587.5 \text{ KN} < V_{dyny}$ (condition vérifiée).

b) Vérification des déplacements :

✓ **Situation accidentelle :**

Le déplacement horizontal selon l’RPA99/2003 est calculé sous les forces sismiques seules et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d’étage (article 5.10).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \quad (4.19 \text{ RPA99/2003})$$

δ_{ek} : Déplacement dus aux forces sismiques, à partir du fichier ROBOT on aura le tableau suivant :

Tableau (V.3) : Valeurs des déplacements dus aux forces sismiques.

Niveau	$\delta_{ek}(U_1)$ (cm)	$\delta_{ek}(U_2)$ (cm)
0	0	0
3.40	0.7	0.4
6.80	1.7	1
10.2	2.4	1.5
13.6	3	1.9
17.0	3.6	2.3

R : coefficient de comportement $R = 3$

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

La valeur du déplacement limite est donnée par :

$$\frac{h_i}{100} = \frac{340}{100} = 3.4 \text{ cm}$$

Les déplacements horizontaux et relatifs sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau (V.4) : Déplacements horizontaux et relatifs sous séisme.

Niveau	Déplacement horizontaux (cm)		Déplacement relatifs (cm)	
	$\delta_k (U_1)$	$\delta_k (U_2)$	$\Delta_k (U_1)$	$\Delta_k (U_2)$
0	0	0	0	0
3.40	2.1	1.2	2.1	1.2
6.80	5.1	3	3	1.8
10.2	7.2	4.5	2.1	1.5
13.6	9	5.7	1.8	1.2
17.0	10.8	6.9	1.8	1.2

$$\Delta_k = 2.1 \text{ cm} < 3.4 \text{ cm}$$

Donc les déplacements relatifs latéraux sont vérifiés.

4. Effet de second ordre

✓ Définition :

L'effet (P-Δ) est un effet du second ordre (non linéaire) qui se produit pour chaque structure où les éléments sont sujets à une charge axiale (P). Il est associé à l'importance de l'application de la charge axiale (P) et du déplacement (Δ).

L'effet (P-Δ) est lié à :

- La charge axiale (P)
- La rigidité ou la souplesse de la structure dans son ensemble.
- La souplesse des différents éléments de la structure.

Les effets de seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite:

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.1$$

Avec: $P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k ».

On' a:

$$P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = 1535.36 \text{ KN}$$

$$P_5 = 1934.25 \text{ KN} \quad (\text{Tableau VI.2}).$$

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

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si : $0.1 < \theta_k \leq 0.2$: Les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$
- Si : $\theta_k > 0.2$: La structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau (V.5) : Effet P - Δ suivant X-X.

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ_k
RDC	2.1	1247.34	734.36	340	0.01
1^{er} étage	3	1247.34	688.75	340	0.016
2^{ème} étage	2.1	1247.34	597.53	340	0.013
3^{ème} étage	1.8	1247.34	460.59	340	0.014
4^{ème} étage	1.8	1521.77	278.24	340	0.03

➤ Sens y-y :

Tableau (V.6) : Effet P - Δ suivant Y-Y.

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ_k
RDC	1.2	1247.34	734.36	340	0.006
1^{er} étage	1.8	1247.34	688.75	340	0.009
2^{ème} étage	1.5	1247.34	597.53	340	0.009
3^{ème} étage	1.2	1247.34	460.59	340	0.01
4^{ème} étage	1.2	1521.77	278.24	340	0.02

On remarque que $\theta_k < 0.1$, donc les effets P- Δ peuvent être négligés dans les deux sens.

Chapitre VI

Vérification des éléments

I. Introduction :

Le dimensionnement des éléments structuraux se fera à base des règles [CCM 97], et EC03 et la vérification à l'aide des combinaisons de la force sismique et des charges verticales, qui sont faites par les mêmes règlements.

II. Vérification de la poutre principale IPE 330 :

La longueur de la poutre : $L = 5.15$ m.

Les efforts sont tirés à partir du ROBOT sous la combinaison : $1.35G+1.5Q$.

$$V_{sd} = 53.31 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 58.86 \text{ KN.m}$$

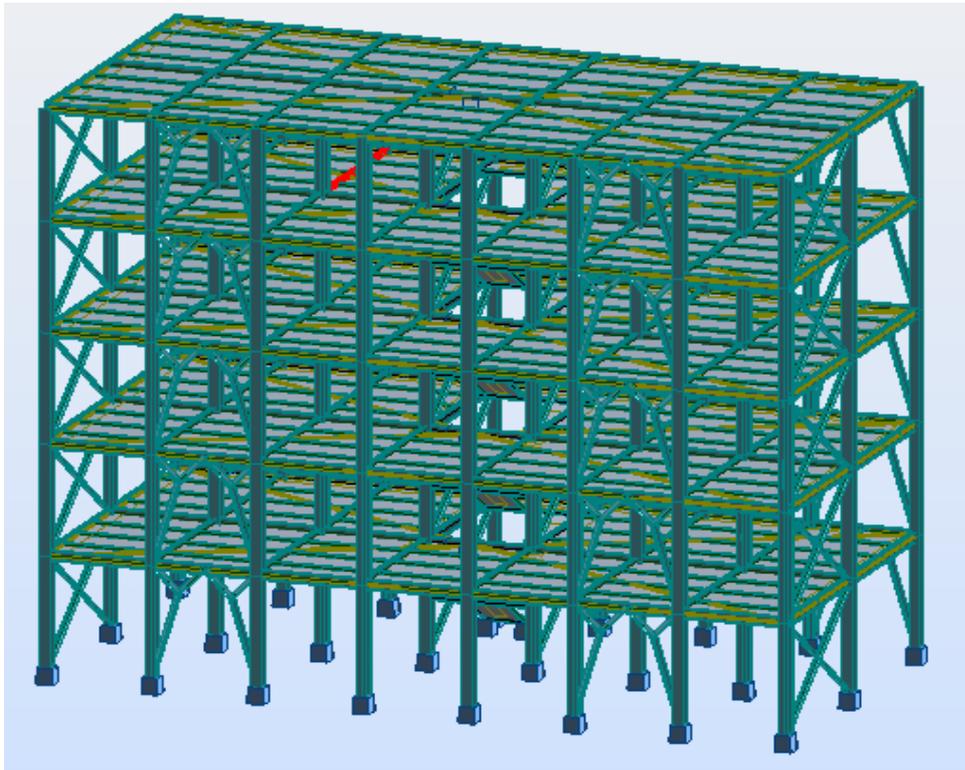


Figure (VI.1) : La poutre principale la plus sollicitée.

La section IPE 330 est de classe 01 en flexion simple.

1) Vérification à la résistance :

- **Vérification au cisaillement :**

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{sd} = 53.38 \text{ KN.}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 30.8 \cdot 10^2}{1.1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 379.89 \text{ KN} > V_{sd}$$

$$V_{sd} = 53.38 \text{ KN} < 0.5 \cdot V_{Rd} = 189.9 \text{ KN.}$$

On remarque que n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérification au moment résistant :**

$$M_{sd} = 58.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 804.3 \times 10^{-3}}{1.1} = 171.18 \text{ KN.m} > M_{sd} \text{ (condition vérifiée).}$$

- **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$f_{adm} > f_{cal}$$

$$P_{s1} = G + \max[Q; S] = 8,9 \text{ KN/m}$$

$$P_{s2} = G + 0,9 \cdot [Q + S] = 8,76 \text{ KN/m}$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 8,9 \text{ KN/m}$$

Avec : $P_s = 8,9 \text{ KN/m}$

$$f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$f_{cal} = \frac{P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{540}{200} = 2,7 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = \frac{P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{2,7 \cdot 10^{-2} \cdot 540^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 11766,9} = 0,024 \text{ cm}$$

$$f_{adm} > f_{cal} \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

Tableau (VI.1) : Vérification du sommier avec robot.

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Familie : 2 P.P						
1375 Poutre_1375	 IPE 330	ACIER E24	39.39	152.19	0.53	9 1.35G+1.5Q

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 2 P.P

PIECE : 1375 Poutre_1375
0.00 m

POINT : 1

COORDONNEE : x = 0.00 L =

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 9 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 330

h=33.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.0 cm	Ay=42.28 cm ²	Az=30.81 cm ²	Ax=62.61 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=11766.90 cm ⁴	Iz=788.14 cm ⁴	Ix=25.70 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wply=804.40 cm ³	Wplz=153.68 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = -0.00 kN	My,Ed = -58.86 kN*m		
Nt,Rd = 1471.25 kN	My,pl,Rd = 189.03 kN*m		
	My,c,Rd = 189.03 kN*m		Vz,Ed = 53.31 kN
	MN,y,Rd = 189.03 kN*m		Tau,z,max,Ed = 24.18 MPa
	Mb,Rd = 110.38 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z = 1.00	Mcr = 153.11 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.56
Lcr,low=5.40 m	Lam_LT = 1.11	fi,LT = 1.24	XLT,mod = 0.58

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N,Ed/Nt,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$My,Ed/My,c,Rd = 0.31 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$(Tau,y,max,Ed + Tau,ty,Ed)/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(Tau,z,max,Ed + Tau,tz,Ed)/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$My,Ed/Mb,Rd = 0.53 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

III. Vérification de la poutre secondaire IPE300 :

La longueur de la poutre L= 3.15 m

Les efforts sont tirés à partir du ROBOT sous la combinaison : 1.35G+1.5T+Q.

$$V_{sd} = 28.40 \text{ KN.}$$

$$M_{sd} = 20.19 \text{ KN.m}$$

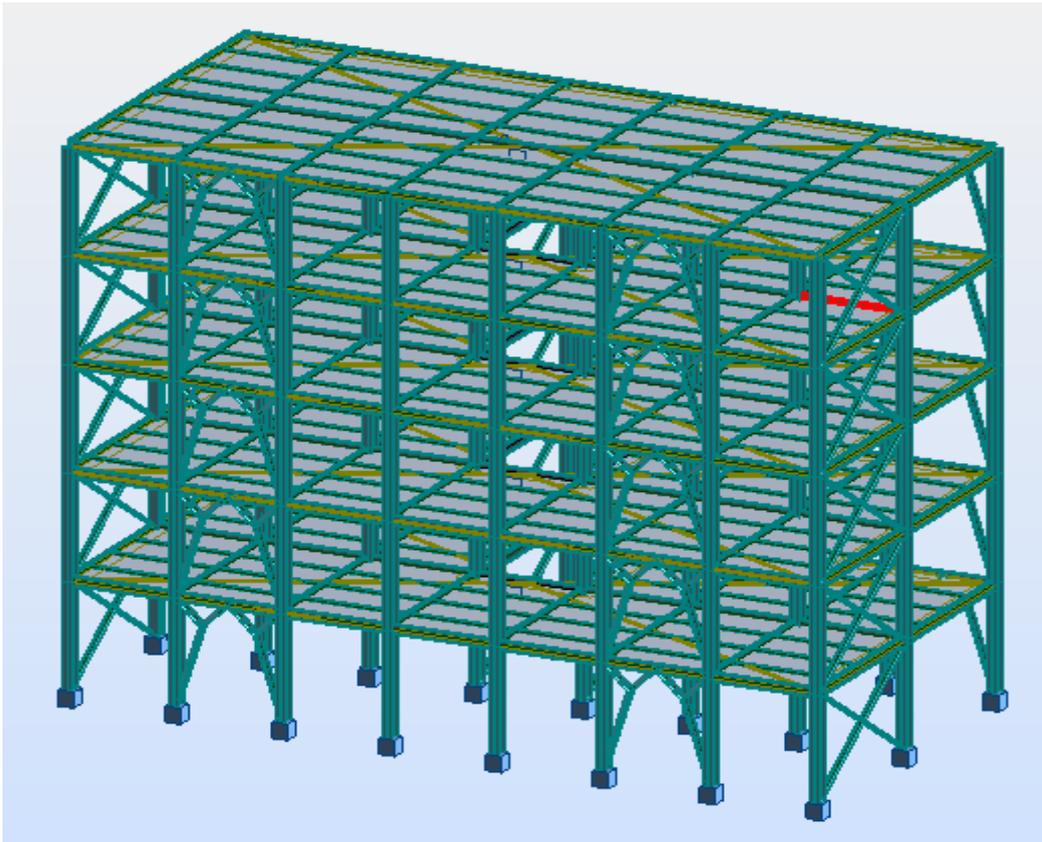


Figure (VI.2) : la poutre secondaire la plus sollicitée.

La section IPE 300 est de classe 01 en flexion simple.

1) Vérification à la résistance :

- Vérification au cisaillement:

Il faut vérifiée que : $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{sd} = 28.40 \text{ KN.}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} = \frac{235 \times 25.7 \times 10^2}{1.1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 317 \text{ KN} > V_{sd}$$

$$V_{sd} = 28.40 < 0.5 \cdot V_{Rd} = 158.5 \text{ KN. (Condition vérifiée)}$$

- Vérification au moment résistant :

$$M_{sd} = 20.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{235 \times 628.4 \times 10^{-3}}{1.1} = 134.2 \text{ KN.m} > M_{sd} \text{ (condition vérifiée).}$$

- Vérification de la flèche a l'ELS :
- Il faut vérifier la condition suivante :

$$f_{adm} > f_{cal}$$

$$P_{s1} = G + \max[Q; S] = 8,9 \text{ KN/m}$$

$$P_{s2} = G + 0,9 \cdot [Q + S] = 8,76 \text{ KN/m}$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 8,9 \text{ KN/m}$$

Avec : $P_s = 8,9 \text{ KN/m}$

$$f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{315}{200} = 1,57 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = \frac{P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{1,57 \cdot 3,15^4 \cdot 10^2}{384 \cdot 2,1 \cdot 8356,1} = 0,0022 \text{ cm}$$

$f_{adm} > f_{cal} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

Tableau (VI.2) : Vérification de la poutre secondaire avec robot.

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 3 P.S						
1362 Poutre_1362	☑ IPE 300	ACIER E24	25.28	94.04	0.35	6 1.35G+1.5T+Q

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 3 P.S

PIECE : 1362 Poutre_1362

POINT : 3

COORDONNEE : $x = 1.00 L =$

3.15 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisisif : 6 1.35G+1.5T+Q 1*1.35+3*1.50+2*1.00

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 300

$h=30.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=15.0 \text{ cm}$	$A_y=36.16 \text{ cm}^2$	$A_z=25.68 \text{ cm}^2$	$A_x=53.81 \text{ cm}^2$
$tw=0.7 \text{ cm}$	$I_y=8356.11 \text{ cm}^4$	$I_z=603.78 \text{ cm}^4$	$I_x=19.47 \text{ cm}^4$
$tf=1.1 \text{ cm}$	$W_{ply}=628.40 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=125.22 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N,Ed = 279.68 \text{ kN}$	$M_y,Ed = -20.19 \text{ kN*m}$	$M_z,Ed = 0.00 \text{ kN*m}$	$V_y,Ed = -0.00 \text{ kN}$
$N_c,Rd = 1264.58 \text{ kN}$	$M_y,pl,Rd = 147.67 \text{ kN*m}$	$M_z,pl,Rd = 29.43 \text{ kN*m}$	$\tau_{y,max,Ed} = -0.00 \text{ MPa}$
$N_b,Rd = 1264.58 \text{ kN}$	$M_y,c,Rd = 147.67 \text{ kN*m}$	$M_z,c,Rd = 29.43 \text{ kN*m}$	$V_z,Ed = -28.40 \text{ kN}$
	$MN,y,Rd = 144.08 \text{ kN*m}$	$MN,z,Rd = 29.43 \text{ kN*m}$	$\tau_{z,max,Ed} = -14.99$
MPa			
	$M_b,Rd = 132.56 \text{ kN*m}$		$T_t,Ed = -0.00 \text{ kN*m}$
			Classe de la section = 1

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.22 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.11} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$(\tau_{y,max,Ed} + \tau_{ty,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(\tau_{z,max,Ed} + \tau_{tz,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.15 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} * M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.35 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} * M_{y,Ed}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} * M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.31 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

IV. Vérification de la Solive IPE 140 :

La longueur de la poutre $L = 3.15$ m

Les efforts sont tirés à partir du ROBOT sous la combinaison : $1.35G + 1.5Q$.

$$V_{sd} = 9.03 \text{ KN.}$$

$$M_{sd} = 4.07 \text{ KN.m}$$

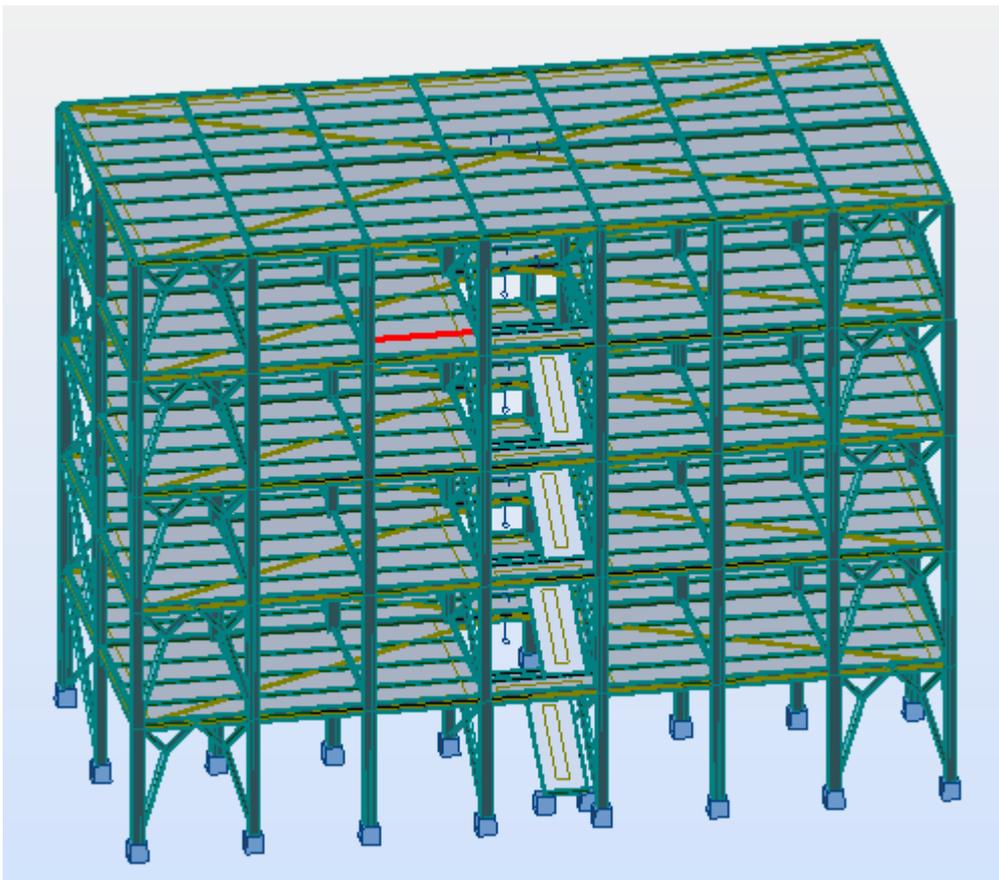


Figure (VI.3) : La solive la plus sollicitée.

La section IPE 300 est de classe 01 en flexion simple.

2) Vérification à la résistance :

- **Vérification au cisaillement:**

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{sd} = 9.03 \text{ KN.}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} = \frac{235 \times 7.6 \times 10^2}{1.1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 93.74 \text{ KN} > V_{sd}$$

$$V_{sd} = 9.03 \text{ KN} < 0.5 \cdot V_{Rd} = 46.87 \text{ KN. (Condition vérifiée)}$$

- **Vérification au moment résistant :**

$$M_{sd} = 4.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{235 \times 88.3 \times 10^{-3}}{1.1} = 18.86 \text{ KN.m} > M_{sd} \text{ (condition vérifiée).}$$

3) Vérification à la stabilité :

- **Vérification de la flèche a L'ELS :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$f_{adm} > f_{cal}$$

$$P_{s1} = G + \max[Q; S] = 8,9 \text{ KN/m}$$

$$P_{s2} = G + 0,9 \cdot [Q + S] = 8,76 \text{ KN/m}$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 8,9 \text{ KN/m}$$

Avec : $P_s = 8,9 \text{ KN/m}$

$$f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{315}{200} = 1,575 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 1,575 \cdot 3,15^4 \cdot 10^2}{384 \cdot 2,1 \cdot 541,2} = 0,177 \text{ cm}$$

$$f_{adm} > f_{cal} \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

Tableau (VI.3) : Vérification de la solive avec robot.

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 4 Solives						
1353 Poutre_1353	 IPE 140	ACIER E24	54.88	190.49	0.38	9 1.35G+1.5Q

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 1353 Solive_1353

POINT : 1

COORDONNEE : x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 9 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 140

h=14.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.3 cm	Ay=11.15 cm ²	Az=7.64 cm ²	Ax=16.43 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=541.22 cm ⁴	Iz=44.92 cm ⁴	Ix=2.54 cm ⁴
tf=0.7 cm	Wply=88.35 cm ³	Wplz=19.25 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

My,Ed = -4.07 kN*m	
My,pl,Rd = 20.76 kN*m	
My,c,Rd = 20.76 kN*m	Vz,Ed = 9.03 kN
	Tau,z,max,Ed = 15.64 MPa
Mb,Rd = 10.88 kN*m	Tt,Ed = 0.00 kN*m
	Classe de la section = 1

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.20 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$(T_{au,y,max,Ed} + T_{au,ty,Ed})/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(T_{au,z,max,Ed} + T_{au,tz,Ed})/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.37 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

V. Vérification des poteaux :

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z).

1) Poteau du RDC (HEB 360):

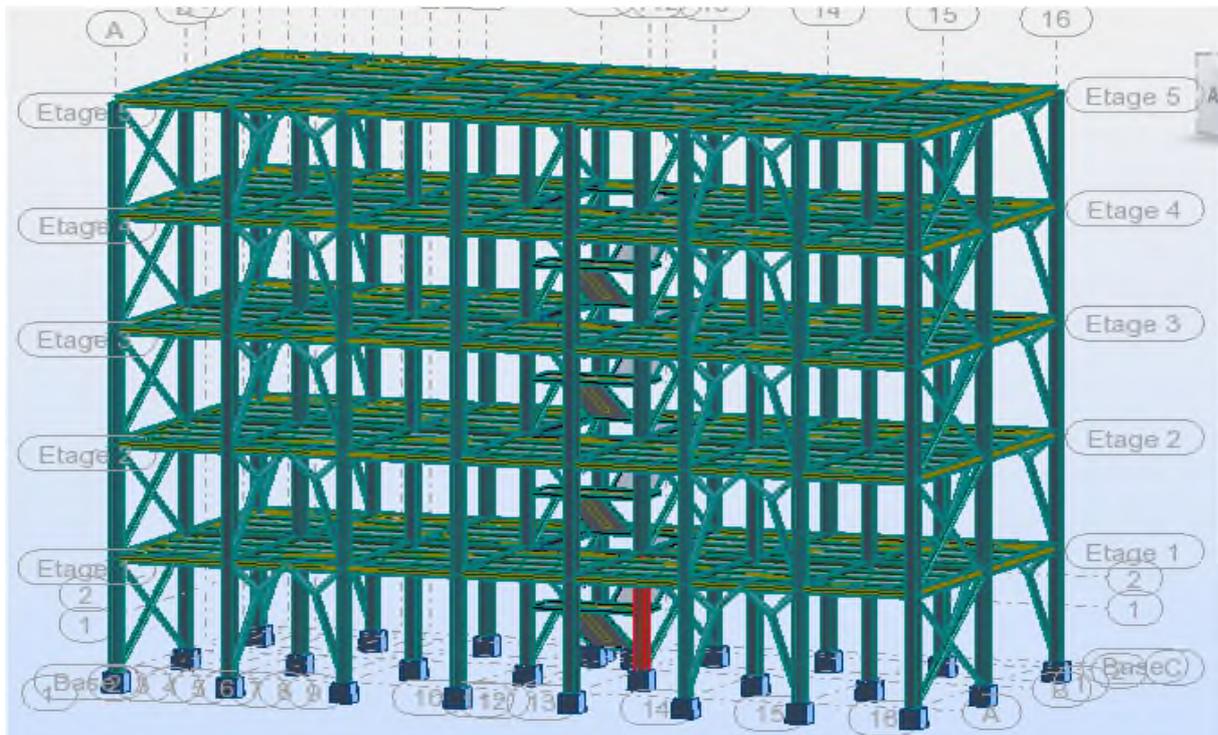


Figure (VI.4): le poteau sollicité par N^{\max} .

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du ROBOT sous la combinaison : G+Q+Ey.

$$H = 3.4 \text{ m.}$$

$$N^{\max} = 822.98 \text{ KN.}$$

$$M_y^{\text{corresp}} = 30.23 \text{ KN.m.}$$

$$M_z^{\text{corresp}} = 3.21 \text{ KN.m}$$

$$V_z = 35.31 \text{ KN}$$

1. Vérification à la résistance :

- **Classe de la section :**

$$\text{Classification de la semelle : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm.}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{22.5} = 6.66 < 10 \cdot \varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

Ame fléchie :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{22.5} = 20.88 < 72 \cdot \varepsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1.

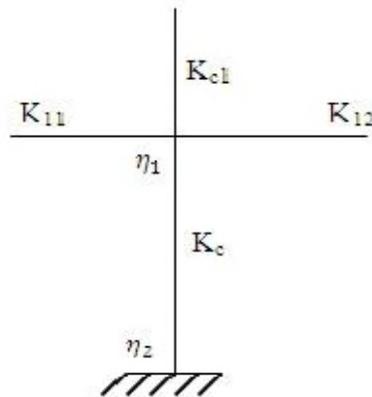
- **Vérification à l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{sd} = 35.31 \text{ KN.}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}} = \frac{235 \times 60.6 \times 10^2}{1.1 \times \sqrt{3}} 10^{-3} = 747.45 \text{ KN} > V_{sd}$$

$$V_{sd} = 35.31 < 0.5 \cdot V_{Rd} = 373.72 \text{ KN. Pas de réduction du moment plastique.}$$



- **Vérification au moment fléchissant :**

$$M_{sd} = 30.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{235 \times 2683 \times 10^3}{1.1} 10^{-6} = 573.2 \text{ KN.m} > M_{sd} \text{ (condition vérifiée).}$$

- **Vérification à l'effort normal :**

$$N_{pl,sd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{235 \times 180.6 \times 10^2}{1.1} = 3858.2 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 822.98 \text{ KN} < N_{pl,sd} \text{ (condition vérifiée).}$$

Il faut vérifier que :

$$0.5N_{pl,sd} = 0.5 \cdot 3858.2 = 1929.1 \text{ KN} > N_{sd} = 822.98 \text{ KN (condition vérifiée).}$$

Pas d'interaction entre le moment et l'effort normal.

2. Vérification à la stabilité :

• Vérification au flambement :

- L'axe Y-Y :

$$K_{11}(\text{IPE300}) = \frac{I_y}{L} = \frac{8356.11}{315} = 26.52 \text{ cm}^3.$$

$$K_{12}(\text{IPE300}) = \frac{I_y}{L} = \frac{8356.11}{315} = 26.52 \text{ cm}^3.$$

$$K_C = K_{C1} = \frac{I_y}{h} = \frac{43193.5}{340} = 127.03 \text{ cm}^3.$$

Avec : K_{11}, K_{12} : Rigidité des poutres supérieures.

K_{22}, K_{21} : Rigidité des poutres inférieures.

K_C : Rigidité du poteau considéré.

K_{C1} : Rigidité du poteau supérieure.

K_{C2} : Rigidité du poteau inférieure.

$$\eta_1 = \eta_2 = \frac{\sum K \text{ poteaux}}{\sum K \text{ poteaux} + \sum K \text{ poutres}}$$

η_1, η_2 : Facteur de distribution pour poteaux continus.

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{11} + K_{12}} = 0.827$$

$$\eta_2 = \frac{K_C + K_{C2}}{K_C + K_{C2} + K_{22}} = 1$$

- Détermination de la longueur de flambement :

$$L_f = L \cdot \left[\frac{1 + 0.145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0.265 \times \eta_1 \times \eta_2}{2 - 0.364 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0.247 \times \eta_1 \times \eta_2} \right]$$

$$L_f = 3.4 \cdot \left[\frac{1 + 0.145 \times (0.827 + 1) - 0.265 \times 0.827 \times 1}{2 - 0.364 \times (0.827 + 1) - 0.247 \times 0.827 \times 1} \right] \rightarrow L_f = 2.3 \text{ m.}$$

- Calcul de $\bar{\lambda}_y$:

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{230}{15.46} = 14.87$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9 \cdot \varepsilon} = 0.15 \leq 0.2 \quad \text{Pas de risque de flambement suivant l'axe (y-y).}$$

- L'axe Z-Z :

$$K_{11}(\text{IPE330}) = \frac{I_z}{L} = \frac{11766.9}{540} = 21.79 \text{ cm}^3.$$

$$K_C = K_{C1} = \frac{I_z}{h} = \frac{10139.4}{340} = 29.82 \text{ cm}^3.$$

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{11}} = 0.73$$

$$\eta_2 = 1$$

- **Détermination de la longueur de flambement :**

$$L_f = 3.4 \cdot \left[\frac{1 + 0.145 \times (0.73 + 1) - 0.265 \times 0.73 \times 1}{2 - 0.364 \times (0.73 + 1) - 0.247 \times 0.73 \times 1} \right] \rightarrow L_f = 2.32 \text{ m.}$$

- **Calcul de $\bar{\lambda}_z$:**

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{232}{7.49} = 30.97$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9 \cdot \varepsilon} = 0.32 > 0.2 \quad \text{Ya un risque de flambement suivant l'axe (z-z).}$$

- **Choix de la courbe de flambement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{360}{300} = 1.2 \leq 1.2 \\ t_f = 22.5 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Courbe de flambement c}$$

- **Calcul de χ_z :**

$$\bar{\lambda}_z = 0.32 \Rightarrow \chi_z = \chi_{min} = 0.938$$

• **Vérification au déversement :**

Le phénomène de déversement n'est à prendre en compte que si : $\bar{\lambda}_{LT} > 0.4$

Avec $\bar{\lambda}_{LT}$ donné par :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5}$$

$$\beta_w = 1 \text{ (section de classe 1)}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_i \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]}}$$

C_i : Facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ($C_1= 1,132$).

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{3400}{74.9}}{\sqrt{1.132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{3400}{74.9}}{\frac{360}{22.5}} \right)^2 \right]}} = 36.02$$

Donc : $\overline{\lambda}_{LT} = \left(\frac{36.02}{93.9} \right) = 0.38 \leq 0.4 \rightarrow$ pas de risque de déversement.

Alors, on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_1}}} \leq 1 \dots \dots \dots (I)$$

$k_y = 0.90$

$k_z = 0.56$

$N_{sd} = 822.98$ KN

$M_{y,sd} = 30.23$ KN.m

$M_{z,sd} = 3.21$ KN.m

Donc à partir de l'équation (I) on aura : $0.227 < 1$ (condition vérifiée).

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le profilé HEB convient comme poteau au RDC.

Tableau (VI.4) : Vérification du poteau avec robot.

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 Poteaux						
934 Poteau_934	HEB 360	ACIER E24	21.99	45.38	0.27	17 G+Q+EY

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 1 Poteaux

PIECE : 934 Poteau_934

POINT : 1

COORDONNEE : x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 17 G+Q+EY (1+2+7)*1.00

MATERIAU :

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : HEB 360

h=36.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=148.01 cm ²	Az=60.60 cm ²	Ax=180.63 cm ²
tw=1.3 cm	Iy=43193.50 cm ⁴	Iz=10141.20 cm ⁴	Ix=310.00 cm ⁴
tf=2.3 cm	Wply=2683.14 cm ³	Wplz=1032.51 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 822.98 kN	My,Ed = -30.23 kN*m	Mz,Ed = 3.21 kN*m	Vy,Ed = 4.40 kN
Nc,Rd = 4244.88 kN	My,pl,Rd = 630.54 kN*m	Mz,pl,Rd = 242.64 kN*m	Tau,y,max,Ed = 0.46 MPa
Nb,Rd = 3618.12 kN	My,c,Rd = 630.54 kN*m	Mz,c,Rd = 242.64 kN*m	Vz,Ed = 13.73 kN
	MN,y,Rd = 581.78 kN*m	MN,z,Rd = 242.64 kN*m	Tau,z,max,Ed = 3.40 MPa
			Tt,Ed = -0.01 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

Ly = 3.40 m	Lam_y = 0.23
Lcr,y = 3.40 m	Xy = 0.99
Lamy = 21.99	kzy = 0.54



en z :

Lz = 3.40 m	Lam_z = 0.48
Lcr,z = 3.40 m	Xz = 0.85
Lamz = 45.38	kzz = 0.97

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.19 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$(T_{au,y,max,Ed} + T_{au,ty,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(T_{au,z,max,Ed} + T_{au,tz,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{y} = 21.99 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 45.38 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed} / (X_y * N_{Rk} / gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed} / (XLT * M_{y,Rk} / gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / gM1) = 0.25 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (X_z * N_{Rk} / gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed} / (XLT * M_{y,Rk} / gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / gM1) = 0.27 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

2) Poteau du RDC (HEB 360):

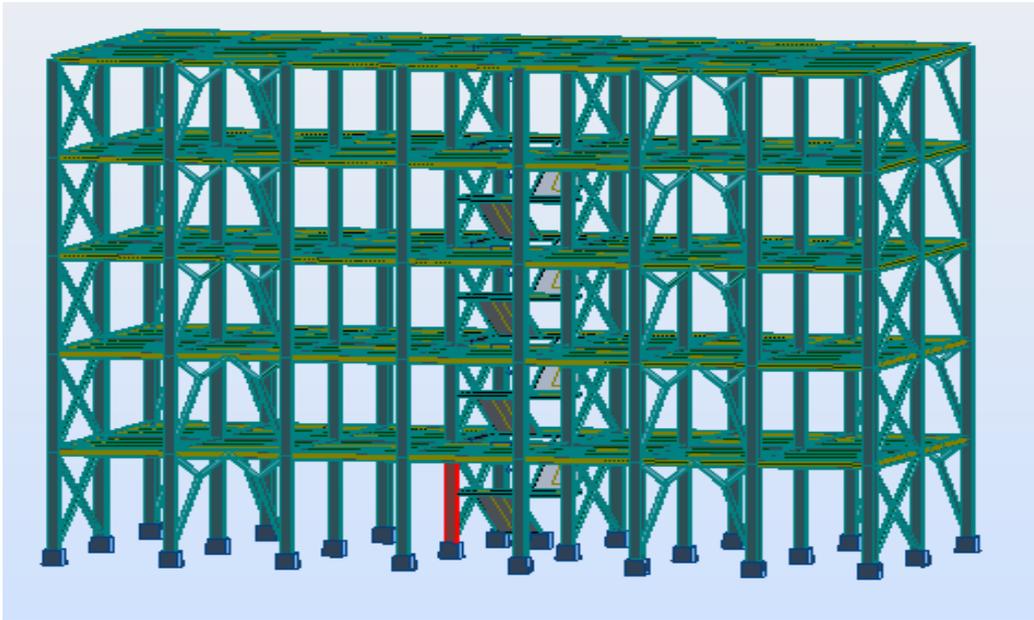


Figure (VI.5): le poteau sollicité par M_y^{\max} .

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du ROBOT sous la combinaison : G+Q-Ey.

$$H = 3.4 \text{ m.}$$

$$M_y^{\max} = 49.69 \text{ KN.}$$

$$N^{\text{corresp}} = 125.65 \text{ KN.m.}$$

$$M_z^{\text{corresp}} = 0.42 \text{ KN.m}$$

$$V_z = 35.31 \text{ KN}$$

3. Vérification à la résistance :

- **Classe de la section :**

Classification de la semelle : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

Semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm.}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{150}{22.5} = 6.66 < 10 \cdot \varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

Ame fléchie :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{22.5} = 20.88 < 72 \cdot \varepsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1.

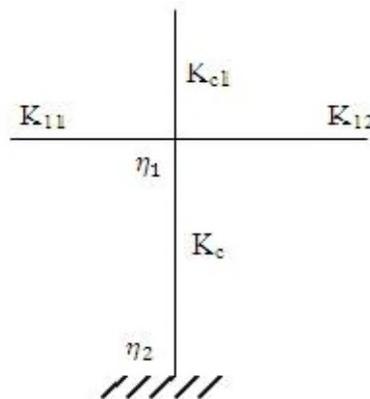
- **Vérification à l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{sd} = 35.31 \text{ KN.}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} = \frac{235 \times 60.6 \times 10^2}{1.1 \times \sqrt{3}} 10^{-3} = 747.45 \text{ KN} > V_{sd}$$

$$V_{sd} = 35.31 < 0.5 \cdot V_{Rd} = 373.72 \text{ KN. Pas de réduction du moment plastique.}$$



- **Vérification au moment fléchissant :**

$$M_{sd} = 49.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{235 \times 2683 \times 10^3}{1.1} 10^{-6} = 573.2 \text{ KN.m} > M_{sd} \text{ (condition vérifiée).}$$

- **Vérification à l'effort normal :**

$$N_{pl,sd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{235 \times 180.6 \times 10^2}{1.1} = 3858.2 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 125.65 \text{ KN} < N_{pl,sd} \text{ (condition vérifiée).}$$

Il faut vérifier que :

$$0.5N_{pl,sd} = 0.5 \cdot 3858.2 = 1929.1 \text{ KN} > N_{sd} = 125.65 \text{ KN (condition vérifiée).}$$

Pas d'interaction entre le moment et l'effort normal.

4. Vérification à la stabilité :

- **Vérification au flambement :**

- L'axe Y-Y :

$$K_{11}(\text{IPE300}) = \frac{I_y}{L} = \frac{8356.11}{315} = 26.52 \text{ cm}^3.$$

$$K_{12}(\text{IPE300}) = \frac{I_y}{L} = \frac{8356.11}{315} = 26.52 \text{ cm}^3.$$

$$K_C = K_{C1} = \frac{I_y}{h} = \frac{43193.5}{340} = 127.03 \text{ cm}^3.$$

Avec : K_{11}, K_{12} : Rigidité des poutres supérieures.

K_{22}, K_{21} : Rigidité des poutres inférieures.

K_C : Rigidité du poteau considéré.

K_{C1} : Rigidité du poteau supérieure.

K_{C2} : Rigidité du poteau inférieure.

$$\eta_1 = \eta_2 = \frac{\sum K \text{ poteaux}}{\sum K \text{ poteaux} + \sum K \text{ poutres}}$$

η_1, η_2 : Facteur de distribution pour poteaux continus.

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{11} + K_{12}} = 0.827$$

$$\eta_2 = \frac{K_C + K_{C2}}{K_C + K_{C2} + K_{22}} = 1$$

- **Détermination de la longueur de flambement :**

$$L_f = L \cdot \left[\frac{1 + 0.145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0.265 \times \eta_1 \times \eta_2}{2 - 0.364 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0.247 \times \eta_1 \times \eta_2} \right]$$

$$L_f = 3.4 \cdot \left[\frac{1 + 0.145 \times (0.827 + 1) - 0.265 \times 0.827 \times 1}{2 - 0.364 \times (0.827 + 1) - 0.247 \times 0.827 \times 1} \right] \rightarrow L_f = 2.3 \text{ m.}$$

- **Calcul de $\bar{\lambda}_y$:**

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{230}{15.46} = 14.87$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9 \cdot \varepsilon} = 0.15 \leq 0.2 \quad \text{Pas de risque de flambement suivant l'axe (y-y).}$$

- L'axe Z-Z :

$$K_{11}(\text{IPE330}) = \frac{I_z}{L} = \frac{11766.9}{540} = 21.79 \text{ cm}^3.$$

$$K_C = K_{C1} = \frac{I_z}{h} = \frac{10139.4}{340} = 29.82 \text{ cm}^3.$$

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{11}} = 0.73$$

$$\eta_2 = 1$$

- **Détermination de la longueur de flambement :**

$$L_f = 3.4 \cdot \left[\frac{1 + 0.145 \times (0.73 + 1) - 0.265 \times 0.73 \times 1}{2 - 0.364 \times (0.73 + 1) - 0.247 \times 0.73 \times 1} \right] \rightarrow L_f = 2.32 \text{ m}.$$

- **Calcul de $\bar{\lambda}_z$:**

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{232}{7.49} = 30.97$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9 \cdot \varepsilon} = 0.32 > 0.2 \quad \text{Ya un risque de flambement suivant l'axe (z-z).}$$

- **Choix de la courbe de flambement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{360}{300} = 1.2 \leq 1.2 \\ t_f = 22.5 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Courbe de flambement c}$$

- **Calcul de χ_z :**

$$\bar{\lambda}_z = 0.32 \Rightarrow \chi_z = \chi_{min} = 0.938$$

• **Vérification au déversement :**

Le phénomène de déversement n'est à prendre en compte que si : $\bar{\lambda}_{LT} > 0.4$

Avec $\bar{\lambda}_{LT}$ donné par :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5}$$

$$\beta_w = 1 \text{ (section de classe 1)}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_i \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]}}$$

C_i : Facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ($C1 = 1, 132$).

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{3400}{74.9}}{\sqrt{1.132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{3400}{\frac{360}{22.5}} \right)^2 \right]}} = 36.02$$

Donc : $\overline{\lambda}_{LT} = \left(\frac{36.02}{93.9} \right) = 0.38 \leq 0.4 \rightarrow$ pas de risque de déversement.

Alors, on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \dots \dots \dots (I)$$

$k_y = 0.90$

$k_z = 0.56$

$N_{sd} = 125.65 \text{ KN}$

$M_{y,sd} = 49.69 \text{ KN.m}$

$M_{z,sd} = 0.42 \text{ KN.m}$

Donc à partir de l'équation (I) on aura : $0.035 < 1$ (condition vérifiée).

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le profilé HEB convient comme poteau au RDC.

Tableau (VI.5) : Vérification du poteau avec robot.

Résultats		Messages					
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
938 Poteau_938	 HEB 360	ACIER	21.99	45.38	0.10	18 G+Q-EY	

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 938 Poteau_938

POINT : 1

COORDONNEE : x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 18 G+Q-EY (1+2)*1.00+7*-1.00

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION : HEB 360

h=36.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=30.0 cm

Ay=148.01 cm²

Az=60.60 cm²

Ax=180.63 cm²

tw=1.3 cm

Iy=43193.50 cm⁴

Iz=10141.20 cm⁴

Ix=310.00 cm⁴

tf=2.3 cm

Wply=2683.14 cm³

Wplz=1032.51 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{,Ed} = 125.65 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 49.69 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -0.42 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -0.67 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 4244.88 \text{ kN}$	$M_{y,pl,Rd} = 630.54 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,pl,Rd} = 242.64 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$\tau_{y,max,Ed} = -0.07 \text{ MPa}$
$N_{b,Rd} = 3618.12 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 630.54 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 242.64 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -35.31 \text{ kN}$
	$MN_{,y,Rd} = 630.54 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$MN_{,z,Rd} = 242.64 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$\tau_{z,max,Ed} = -8.73 \text{ MPa}$
			$T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 1

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

$L_y = 3.40 \text{ m}$	$\lambda_{m,y} = 0.23$
$L_{cr,y} = 3.40 \text{ m}$	$\chi_y = 0.99$
$\lambda_{m,y} = 21.99$	$\kappa_{yy} = 0.90$



en z :

$L_z = 3.40 \text{ m}$	$\lambda_{m,z} = 0.48$
$L_{cr,z} = 3.40 \text{ m}$	$\chi_z = 0.85$
$\lambda_{m,z} = 45.38$	$\kappa_{yz} = 0.55$

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$(\tau_{y,max,Ed} + \tau_{ty,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(\tau_{z,max,Ed} + \tau_{tz,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{m,y} = 21.99 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \lambda_{m,z} = 45.38 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{,Ed} / (\chi_y \cdot N_{,Rk} / gM1) + \kappa_{yy} \cdot M_{y,Ed} / (XLT \cdot M_{y,Rk} / gM1) + \kappa_{yz} \cdot M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / gM1) = 0.10 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed} / (\chi_z \cdot N_{,Rk} / gM1) + \kappa_{zy} \cdot M_{y,Ed} / (XLT \cdot M_{y,Rk} / gM1) + \kappa_{zz} \cdot M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / gM1) = 0.08 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

3) Poteau du 2^{ème} étage (HEB 360):

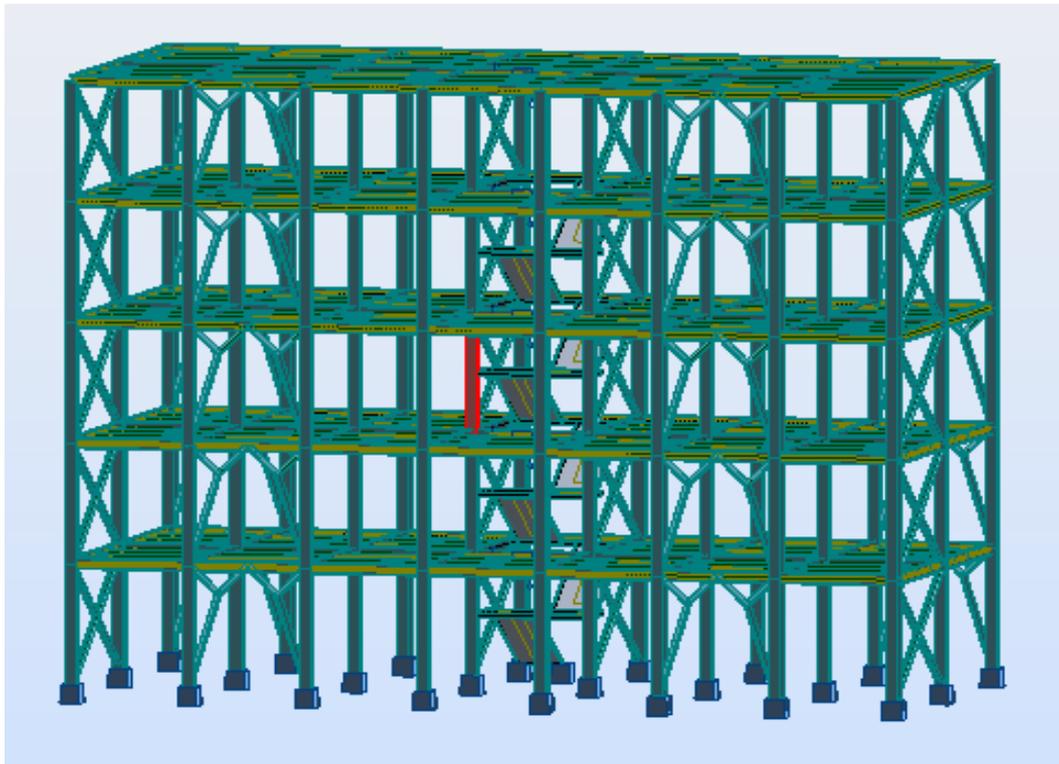


Figure (VI.6): le poteau sollicité par M_z^{\max} .

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du ROBOT sous la combinaison : G+Q+Ex.

$$H = 3.4 \text{ m.}$$

$$M_z^{\max} = 22.05 \text{ KN.}$$

$$N^{\text{corresp}} = 290.43 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^{\text{corresp}} = 11.10 \text{ KN.m}$$

$$V_z = 35.31 \text{ KN}$$

5. Vérification à la résistance :

- **Classe de la section :**

$$\text{Classification de la semelle : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm.}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{150}{22.5} = 6.66 < 10 \cdot \varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

Ame fléchie :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{22.5} = 20.88 < 72 \cdot \varepsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1.

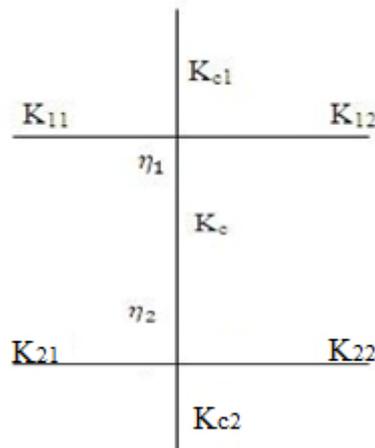
- **Vérification à l'effort tranchant :**

Il faut vérifiée que : $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{sd} = 35.31 \text{ KN.}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 60.6 \times 10^2}{1.1 \times \sqrt{3}} 10^{-3} = 747.45 \text{ KN} > V_{sd}$$

$$V_{sd} = 35.31 < 0.5 \cdot V_{Rd} = 373.72 \text{ KN. Pas de réduction du moment plastique.}$$



- **Vérification au moment fléchissant :**

$$M_{sd} = 22.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{235 \times 2683 \times 10^3}{1.1} 10^{-6} = 573.2 \text{ KN.m} > M_{sd} \text{ (condition vérifiée).}$$

- **Vérification à l'effort normal :**

$$N_{pl,sd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{235 \times 180.6 \times 10^2}{1.1} = 3858.2 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 290.43 \text{ KN} < N_{pl,sd} \text{ (condition vérifiée).}$$

Il faut vérifier que :

$$0.5N_{pl,sd} = 0.5 \cdot 3858.2 = 1929.1 \text{ KN} > N_{sd} = 290.43 \text{ KN (condition vérifiée).}$$

Pas d'interaction entre le moment et l'effort normal.

6. Vérification à la stabilité :

- **Vérification au flambement :**

- L'axe Y-Y :

$$K_{11}(\text{IPE300}) = \frac{I_y}{L} = \frac{8356.11}{315} = 26.52 \text{ cm}^3.$$

$$K_{12}(\text{IPE300}) = \frac{I_y}{L} = \frac{8356.11}{315} = 26.52 \text{ cm}^3.$$

$$K_{21}(\text{IPE300}) = \frac{I_y}{L} = \frac{8356.11}{315} = 26.52 \text{ cm}^3.$$

$$K_{22}(\text{IPE300}) = \frac{I_y}{L} = \frac{8356.11}{315} = 26.52 \text{ cm}^3.$$

$$K_C = K_{C1} = K_{C2} = \frac{I_y}{h} = \frac{43193.5}{340} = 127.03 \text{ cm}^3.$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{11} + K_{12}} = 0.827$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_{c2}}{K_c + K_{c2} + K_{21} + K_{22}} = 0.827$$

- **Détermination de la longueur de flambement :**

$$L_f = L \cdot \left[\frac{1 + 0.145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0.265 \times \eta_1 \times \eta_2}{2 - 0.364 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0.247 \times \eta_1 \times \eta_2} \right]$$

$$L_f = 3.4 \cdot \left[\frac{1 + 0.145 \times (0.827 + 1) - 0.265 \times 0.827 \times 1}{2 - 0.364 \times (0.827 + 1) - 0.247 \times 0.827 \times 1} \right] \rightarrow L_f = 2.928 \text{ m.}$$

- **Calcul de $\bar{\lambda}_y$:**

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{230}{15.46} = 18.94$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9 \cdot \varepsilon} = 0.2 \leq 0.2 \quad \text{Pas de risque de flambement suivant l'axe (y-y).}$$

- **L'axe Z-Z :**

$$K_{11}(\text{IPE330}) = \frac{I_z}{L} = \frac{11766.9}{540} = 21.79 \text{ cm}^3.$$

$$K_c = K_{c1} = K_{c2} = \frac{I_z}{h} = \frac{10139.4}{340} = 29.82 \text{ cm}^3.$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{11} + K_{12}} = 0.57$$

$$\eta_2 = 0.57$$

- **Détermination de la longueur de flambement :**

$$L_f = 3.4 \cdot \left[\frac{1 + 0.145 \times (0.73 + 1) - 0.265 \times 0.73 \times 1}{2 - 0.364 \times (0.73 + 1) - 0.247 \times 0.73 \times 1} \right] \rightarrow L_f = 2.45 \text{ m.}$$

- **Calcul de $\bar{\lambda}_z$:**

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{232}{7.49} = 32.72$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9 \cdot \varepsilon} = 0.35 > 0.2 \quad \text{Ya un risque de flambement suivant l'axe (z-z).}$$

- **Choix de la courbe de flambement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{360}{300} = 1.2 \leq 1.2 \\ t_f = 22.5 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Courbe de flambement c}$$

- **Calcul de χ_z :**

$$\bar{\lambda}_z = 0.35 \Rightarrow \chi_z = \chi_{min} = 0.938$$

• **Vérification au déversement :**

Le phénomène de déversement n'est à prendre en compte que si : $\bar{\lambda}_{LT} > 0.4$

Avec $\bar{\lambda}_{LT}$ donné par :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5}$$

$$\beta_w = 1 \text{ (section de classe 1)}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_i \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]}}$$

C_i : Facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ($C1= 1,132$).

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{3400}{74.9}}{\sqrt{1.132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{3400}{74.9}}{\frac{360}{22.5}} \right)^2 \right]}} = 36.02$$

Donc : $\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{36.02}{93.9} \right) = 0.38 \leq 0.4 \rightarrow$ pas de risque de déversement.

Alors, on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_1}}} \leq 1 \dots \dots \dots (I)$$

$$k_y = 0.90$$

$$k_z = 0.56$$

$$N_{sd} = 290.43 \text{ KN}$$

$$M_{y,sd} = 11.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,sd} = 22.05 \text{ KN.m}$$

Donc à partir de l'équation (I) on aura : $0.08 < 1$ (condition vérifiée).

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le profilé HEB convient comme poteau au RDC.

Tableau (VI.6) : Vérification du poteau avec robot.

Résultats		Messages				
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1193 Poteau_11	 HEB 360	ACIER	21.99	45.38	0.17	15 G+Q+EX

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 1193 Poteau_1193

POINT : 1

COORDONNEE : x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 15 G+Q+EX (1+2+5)*1.00

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : HEB 360

h=36.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=148.01 cm ²	Az=60.60 cm ²	Ax=180.63 cm ²
tw=1.3 cm	Iy=43193.50 cm ⁴	Iz=10141.20 cm ⁴	Ix=310.00 cm ⁴
tf=2.3 cm	Wply=2683.14 cm ³	Wplz=1032.51 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 290.43 kN	My,Ed = -11.10 kN*m	Mz,Ed = 22.05 kN*m	Vy,Ed = 17.45 kN
Nc,Rd = 4244.88 kN	My,pl,Rd = 630.54 kN*m	Mz,pl,Rd = 242.64 kN*m	Tau,y,max,Ed = 1.84 MPa
Nb,Rd = 3618.12 kN	My,c,Rd = 630.54 kN*m	Mz,c,Rd = 242.64 kN*m	Vz,Ed = 8.55 kN
	MN,y,Rd = 630.54 kN*m	MN,z,Rd = 242.64 kN*m	Tau,z,max,Ed = 2.11 MPa
			Tt,Ed = 0.02 kN*m
			Classe de la section = 1

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

Ly = 3.40 m	Lam_y = 0.23
Lcr,y = 3.40 m	Xy = 0.99
Lamy = 21.99	kzy = 0.54



en z :

Lz = 3.40 m	Lam_z = 0.48
Lcr,z = 3.40 m	Xz = 0.85
Lamz = 45.38	kzz = 0.93

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$(T_{au,y,max,Ed} + T_{au,ty,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(T_{au,z,max,Ed} + T_{au,tz,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{bda,y} = 21.99 < \lambda_{bda,max} = 210.00 \quad \lambda_{bda,z} = 45.38 < \lambda_{bda,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed} / (X_y * N_{Rk} / g_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed} / (XLT * M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{yz} * M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.14 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (X_z * N_{Rk} / g_{M1}) + k_{zy} * M_{y,Ed} / (XLT * M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{zz} * M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.17 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VI. Vérification des systèmes de contreventement :

La vérification des palées de stabilités se fera en compression et a la traction simple.

1) Palées triangulées en croix de Saint-André :

Pour ce type de contreventement on utilise des CAE

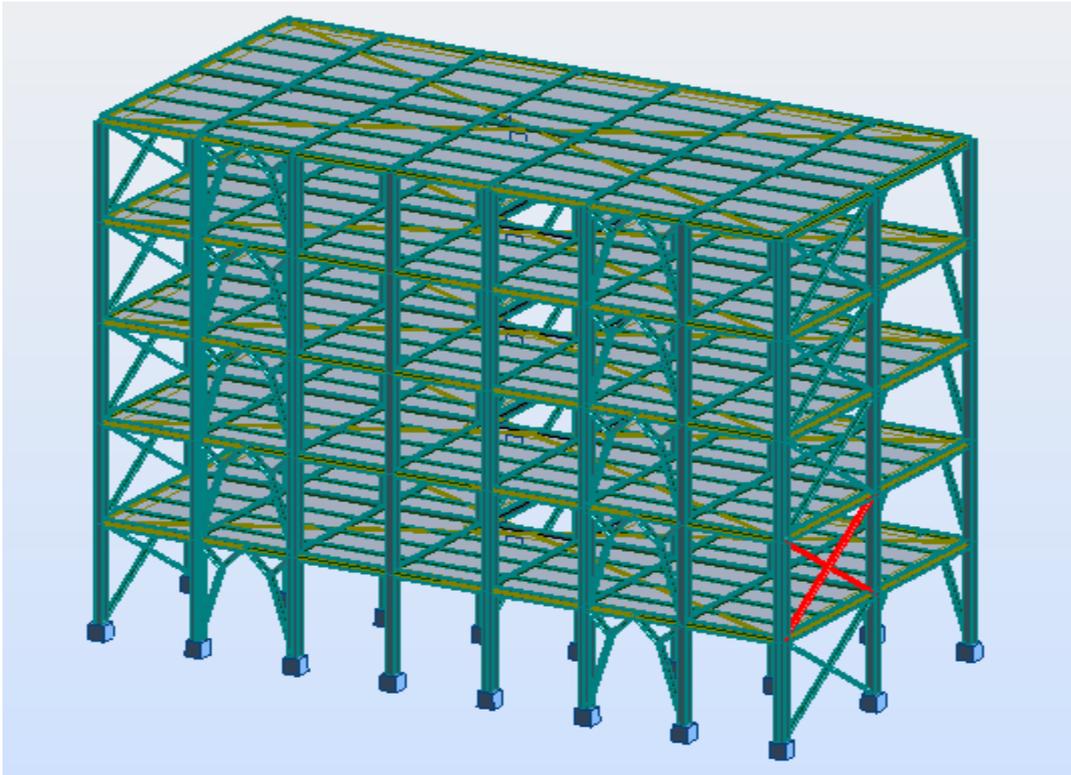


Figure (VI.7) : Propriétés de la section (2CAE110×10).

✓ Vérification a la traction :

L'effort sollicitant $N_{t.sd} = 134.27$ KN, obtenu sous la combinaison : G+Q+Ey.

On doit vérifier que :

$$N_{t.sd} \leq N_{t.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

Section brute: $A = 42.36 \text{ cm}^2$

$$N_{t.Rd} = \frac{42.36 \times 10^2 \times 235}{1.1} 10^{-3} = 904.96 \text{ KN}$$

$$N_{t.sd} = 134.27 \text{ KN} < N_{t.Rd} = 904.96 \text{ KN} \dots \dots \text{ (Condition vérifiée).}$$

Section nette : $A_{net} = (A_{brute} - 2 \cdot t \cdot d_0)$

d_0 : Diamètre des boulons (M16).

t : épaisseur de la cornière.

$$A_{net} = 39.16 \text{ cm}^2.$$

$$N_{t.Rd} = \frac{39.16 \times 10^2 \times 235}{1.1} 10^{-3} = 836.6 \text{ KN}$$

$$N_{t.sd} = 134.27 \text{ KN} < N_{t.Rd} = 836.6 \text{ KN} \dots \text{ (Condition vérifiée).}$$

✓ **Vérification a la compression :**

Les diagonales sont sollicités a la compression $N_{c.sd} = 107.79 \text{ KN}$, donné par la combinaison : G+Q-Ey.

On doit vérifier que :

$$N_{c.sd} \leq N_{c.rd} = \chi_{min} \cdot A \cdot \beta_A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

La classe de la section 2CAE 110×10 est (1) $\rightarrow \beta_A = 1$

- **Calcul de χ :**

Selon (y-y)

$$L_{ky} = L_0 = 5.9 \text{ m.}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{590}{4.5} = 131.11$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y \cdot \sqrt{\beta_A}}{\lambda_k} = \frac{131.11}{93.9} = 1.39$$

Pour les profilés en CAE, on à courbe de flambement C, on trouve : $\chi_y = 0.34$.

Selon (z-z)

$$L_{kz} = L_0 = 5.9 \text{ m.}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{590}{4.22} = 139.81$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z \cdot \sqrt{\beta_A}}{\lambda_k} = \frac{139.81}{93.9} = 1.48$$

Courbe de flambement C : $\chi_z = 0.30$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.30$$

Section brute: $A = 42.36 \text{ cm}^2$.

$$N_{c.Rd} = 0.3 \cdot 42.36 \cdot 10^2 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1.1} 10^{-3} = 271.49 \text{ KN}$$

$$N_{c.sd} = 107.79 \text{ KN} < N_{c.Rd} = 271.49 \text{ KN} \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

Section nette : $A = 39.16 \text{ cm}^2$.

$$N_{c.Rd} = 0.3 \cdot 39.16 \cdot 10^2 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1.1} 10^{-3} = 250.98 \text{ KN}$$

$$N_{c.sd} = 107.79 \text{ KN} < N_{c.Rd} = 250.98 \text{ KN} \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

Donc ya pas de risque de flambement.

Tableau (VI.6) : Vérification de la cornière en X.

Résultats		Messages					
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
113	 2 CAE 110x1	ACIER E24	92.05	67.98	0.23	17 G+Q+EY	

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 113

POINT : 3

COORDONNEE: x =1.00 L = 3.09 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 17 G+Q+EY (1+2+7)*1.00

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : 2 CAE 110x10

h=11.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=22.0 cm	Ay=22.00 cm ²	Az=19.80 cm ²	Ax=42.36 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=475.96 cm ⁴	Iz=872.60 cm ⁴	Ix=14.00 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wely=59.94 cm ³	Welz=79.33 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 134.27 kN	My,Ed = -0.44 kN*m	Mz,Ed = -0.02 kN*m	Vy,Ed = 0.03 kN
Nc,Rd = 995.46 kN	My,el,Rd = 14.09 kN*m	Mz,el,Rd = 18.64 kN*m	Tau,y,max,Ed = 0.02 MPa
Nb,Rd = 606.89 kN	My,c,Rd = 14.09 kN*m	Mz,c,Rd = 18.64 kN*m	Vz,Ed = -0.32 kN
			Tau,z,max,Ed = -0.16 MPa
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 3

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

Ly = 3.09 m	Lam_y = 0.98
Lcr,y = 3.09 m	Xy = 0.61
Lamy = 92.05	kyy = 1.02



en z :

Lz = 3.09 m	Lam_z = 0.72
Lcr,z = 3.09 m	Xz = 0.77
Lamz = 67.98	kyz = 0.97

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,max,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$\tau_{y,max,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(4))$$

$$\tau_{z,max,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(4))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{y} = 92.05 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 67.98 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.23 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.23 < 1.00$$

Profil correct !!!

2) Palées triangulées en V inversé :

Pour ce type de contreventement on utilise aussi des CAE

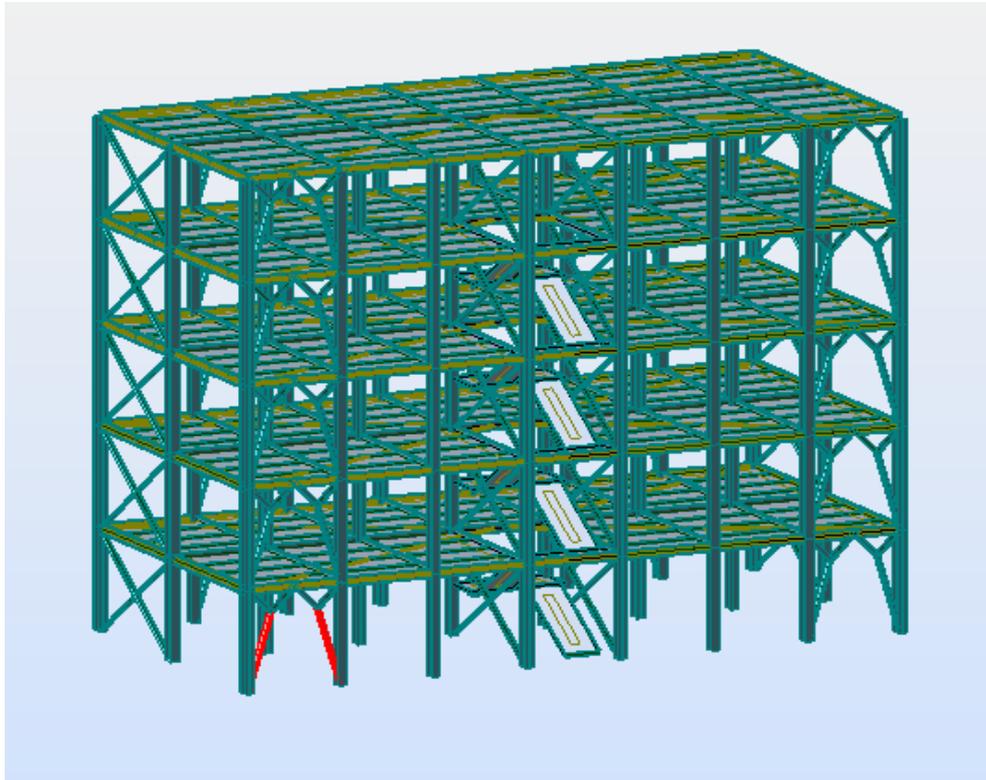


Figure (VI.8) : Propriétés de la section (2 CAE 150x15).

- **Vérification a la traction :**

L'effort sollicitant $N_{t.sd} = 317.06$ KN obtenu sous la combinaison: G+Q+Ex.

On doit vérifier que :

$$N_{t.sd} \leq N_{t.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

Section brute:

$$A = 86.04 \text{ cm}^2$$

$$N_{t.Rd} = 86.04 \cdot 10^2 \frac{235}{1.1} 10^{-3} = 1838.13 \text{ KN}$$

$$N_{t.sd} = 317.06 \text{ KN} < N_{t.Rd} = 1838.13 \text{ KN} \dots \dots \text{ (Condition vérifiée).}$$

- **Vérification a la compression :**

Les diagonales sont sollicités a la compression $N_{c.sd} = 254.86$ KN, donné par la combinaison : G+Q-Ex.

On doit vérifier que :

$$N_{c.sd} \leq N_{c.rd} = \chi_{min} \cdot A \cdot \beta_A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

La classe de la section 2CAE 110×10 est (1) → $\beta_A = 1$

Calcul de χ :

Selon (y-y)

$$L_{ky} = L_0 = 3.74 \text{ m.}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{374}{6.59} = 56.75$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y \cdot \sqrt{\beta_A}}{\lambda_k} = \frac{56.75}{93.9} = 0.6$$

Pour les profilés en CAE, on à courbe de flambement C, on trouve : $\chi_y = 0.785$

Selon (z-z)

$$L_{kz} = L_0 = 3.74 \text{ m.}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{374}{5.76} = 64.93$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z \cdot \sqrt{\beta_A}}{\lambda_k} = \frac{64.93}{93.9} = 0.7$$

Courbe de flambement C : $\chi_z = 0.724$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.724$$

Section brute: $A = 86.04 \text{ cm}^2$.

$$N_{c.Rd} = 0.724 \cdot 89.04 \cdot 10^2 \cdot \frac{235}{1.1} 10^{-3} = 1377.2 \text{ KN}$$

$$N_{c.sd} = 254.86 \text{ KN} < N_{c.Rd} = 1377.2 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

Donc ya pas de risque de flambement.

Tableau (VI.7) : Vérification de la cornière en V inversé.

Résultats		Messages					
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
Famille : 5 V.inversé							
1022 Barre_1022		2 CAE 150x1	ACIER E24	59.46	43.54	0.25	15 G+Q+EX

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYPE D'ANALYSE : *Vérification des familles*

FAMILLE : 5 V.inversé
PIECE : 1022 Barre_1022 **POINT :** 3 **COORDONNEE :** x = 1.00 L = 2.72 m

CHARGEMENTS :
*Cas de charge décisif : 15 G+Q+EX (1+2+5)*1.00*

MATERIAU :
 ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION : 2 CAE 150x15

h=15.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=45.00 cm ²	Az=40.50 cm ²	Ax=86.05 cm ²
tw=1.5 cm	Iy=1796.20 cm ⁴	Iz=3350.47 cm ⁴	Ix=64.13 cm ⁴
tf=1.5 cm	Wely=167.09 cm ³	Welz=223.36 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 317.06 kN	My,Ed = -4.70 kN*m	Mz,Ed = 0.96 kN*m	Vy,Ed = -0.80 kN
Nc,Rd = 2022.16 kN	My,el,Rd = 39.27 kN*m	Mz,el,Rd = 52.49 kN*m	Tau,y,max,Ed = -0.20 MPa
Nb,Rd = 1658.33 kN	My,c,Rd = 39.27 kN*m	Mz,c,Rd = 52.49 kN*m	Vz,Ed = 1.47 kN
			Tau,z,max,Ed = 0.36 MPa
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 3

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

Ly = 2.72 m	Lam_y = 0.63
Lcr,y = 2.72 m	Xy = 0.82
Lamy = 59.46	kyy = 0.97



en z :

Lz = 2.72 m	Lam_z = 0.46
Lcr,z = 2.72 m	Xz = 0.90
Lamz = 43.54	kyz = 0.94

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.22 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\text{Sig},x,Ed^2 + 3*\text{Tau},y,max,Ed^2)/(fy/gM0)} = 0.22 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$\text{Tau},y,max,Ed/(fy/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(4))$$

$$\text{Tau},z,max,Ed/(fy/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(4))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\text{Lambda},y = 59.46 < \text{Lambda},max = 210.00 \quad \text{Lambda},z = 43.54 < \text{Lambda},max = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N,Ed/(Xmin*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.25 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xmin*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.24 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Chapitre VII

Calcul des assemblages

I. Généralités :

➤ Rôle des assemblages :

Les assemblages sont des dispositifs qui assurent la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux, en assurant la transmission et la répartition des différentes sollicitations importantes, statiques ou dynamiques (effets de chocs, vibration etc....) entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites (Torsion généralement) afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté.

Ces dispositifs critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

Parmi les assemblages on trouve des assemblages:

- Articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants,
- Rigides, qui transmettent en outre les moments.

➤ Fonctionnement des assemblages: Les principaux modes d'assemblages sont :

✓ Le boulonnage :

Il consiste le moyen le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage sur site.

Dans notre cas, le choix à été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Un bon assemblage par boulons HR exige que le coefficient de frottement μ doive correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine, de graissage, etc.

$\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A

$\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B

$\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C

$\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D

✓ **Le soudage :**

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela à pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs.

✓ **Les assemblages rivetés.**

✓ **Les assemblages collés.**

II. Assemblage poutre principale- poteau :

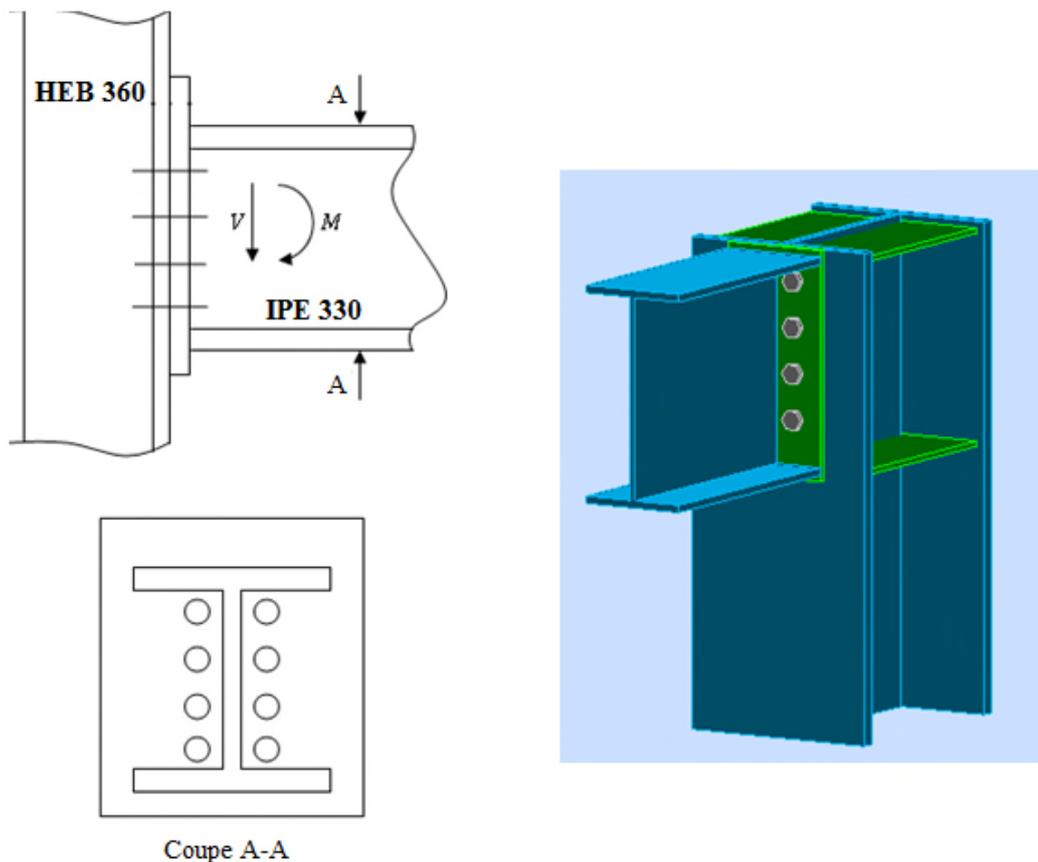


Figure (VII.1): Schémas d'assemblage poutre principale - poteau.

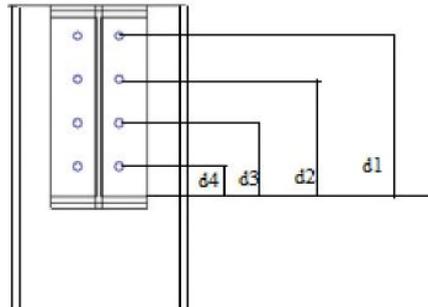
Cet assemblage sera réalisé avec des boulons de Classe 8.8, caractérisés par :

Classe 8.8 $\begin{cases} f_u = 640 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 800 \text{ MPa} \end{cases}$

On calcul l'assemblage le plus sollicité :

$$\begin{cases} M = 51,87 \text{ KN.m} \\ V = 49,08 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \text{à l'ELU combinaison : } 1.35G+1.5Q.$$

On prend : $d_1 = 26.5 \text{ cm}$; $d_2 = 19 \text{ cm}$; $d_3 = 11.5 \text{ cm}$; $d_4 = 4 \text{ cm}$.



➤ **Détermination des efforts dans les boulons :**

On considère que la platine est suffisamment épaisse de façon que la totalité des efforts appliquée se destitue entre les rangés de boulon tendus, par ailleurs l'effort de compression sera supposé concentré au centre de gravité de la semelle comprimée de la poutre.

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{51.87 \cdot 10^2 \times 26.5}{34.8^2} = 113.5 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \frac{N_1 \times d_2}{d_1} = 81.37 \text{ KN.}$$

$$N_3 = \frac{N_2 \times d_3}{d_1} = 35.31 \text{ KN.}$$

$$N_4 = \frac{N_3 \times d_4}{d_1} = 5.33 \text{ KN.}$$

➤ **Pré dimensionnement des boulons :**

$$N_1 \leq \eta \times F_p$$

η : Nombre de boulon par rangée ($\eta = 2$).

$$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$A_s \geq \frac{N_1}{\eta \times 0.7 \times f_{ub}} = \frac{113.5}{2 \times 0.7 \times 80} = 1.013 \text{ cm}^2.$$

On opte pour un boulon de type M14 $\Rightarrow A_s = 1.15 \text{ cm}^2$.

➤ **Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$N_{t,Rd} = 0.7 \times \eta \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 2 \times 1.15 \times 80 = 128.8 \text{ KN.}$$

$$M_R = \frac{N_{t,Rd} \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{128.8 \times 34.8^2}{26.5} \cdot 10^{-2} = 58.86 \text{ KN.m}$$

$$M_R = 58.86 \text{ KN.m} > M = 51.87 \text{ KN.m.} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement plus traction dans chaque boulon :**

$$V = 49.08 \text{ KN. (Sur 8 boulons).}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V}{8} = \frac{49.08}{8} = 6.13 \text{ KN.}$$

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{s,Rd}$

$$F_{s,Rd} = K_s \times \mu \times m \times \frac{F_p - 0.8 \times \frac{N_1}{2}}{\gamma_{M_5}} \rightarrow \text{CCM97art 6.5.6.4}$$

$$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 1.15 \times 80 = 64.4 \text{ KN}$$

$$F_{s,Rd} = 1 \times 0.3 \times 1 \times \frac{64.4 - 0.8 \times \frac{113.5}{2}}{1.25} = 4.56 \text{ KN} < F_{v,sd} = 6.13 \text{ KN} \rightarrow \text{Non Vérifiée.}$$

On augmente la section des boulons à M16 $\Rightarrow A_s = 1.57 \text{ cm}^2$.

$$F_p = 0.7 \times 0.84 \times 80 = 87.92 \text{ KN}$$

$$F_{s,Rd} = 1 \times 0.3 \times 1 \times \frac{87.92 - 0.8 \times \frac{113.5}{2}}{1.25} = 10.2 \text{ KN} > F_{v,sd} = 6.13 \text{ KN.} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

➤ **Assemblage Platine – Poutre :**

Elle se fera au moyen de cordons de soudure.

Le dimensionnement des cordons se fait suivant l'hypothèse suivante :

On supposera que le moment est repris uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine, on supposera également que l'effort tranchant est repris uniquement par les cordons reliant l'âme à la platine. Cet assemblage est soumis au système de forces suivantes :

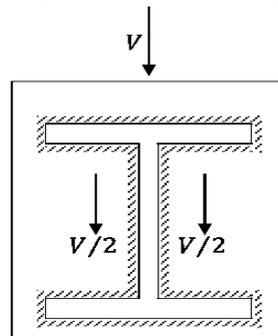


Figure (VII.2): Assemblages platine -poutre principale.

L'assemblage est soumis aux sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M = 51.87 \text{ KN.m} \\ V = 49.08 \text{ KN} \end{cases}$$

On prend $e = 10 \text{ mm}$ épaisseur de la platine.

- **Gorge reliant l'âme :**

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \cdot t_w \rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \cdot 7.5 = 3.75 \rightarrow a = 3.5 \text{ mm.}$$

- **Gorge reliant la semelle à la platine :**

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \cdot t_f \rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \cdot 11.5 = 5.75 \rightarrow a = 5 \text{ mm.}$$

- **Distribution des efforts sur les différents cordons :**

- ✓ **Cordon âme - platine :**

Chaque cordon reprend $\frac{V}{2}$

$$\frac{V}{2} = \frac{49.08}{2} = 24.54 \text{ KN.}$$

La longueur du cordon est : $L_w = h - 2 \cdot t_f = 330 - 2 \cdot 11.5 = 307 \text{ mm.}$

- ✓ **Cordon semelle - platine :**

La longueur du cordon est : $L_f = h - 2 \cdot t_w = 330 - 2 \cdot 7.5 = 315 \text{ mm.}$

Chaque cordon reprend : $F = \frac{M}{h - t_f} = \frac{51.87}{330 - 11.5} 10^3 = 181.69 \text{ KN.}$

- **Vérification :**

- ✓ **Cordon âme- platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{2} \leq F_{w,Rd}$$

$F_{w,Rd}$: Résistance d'un cordon de soudure.

$$F_{w,Rd} = a \cdot L_w \cdot \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M_w} \cdot \sqrt{3}} \rightarrow \text{CCM97art 6.6.5.3}$$

On' a:

$$S235 \Rightarrow \begin{cases} F_u = 640 \text{ MPa} \\ \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{M_w} = 1.25 \end{cases}$$

$$\frac{V}{2} = 19.53 \text{ KN.}$$

$$F_{w,Rd} = 3.5 \cdot 307 \cdot \frac{640}{0.8 \cdot 1.25 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 397.03 \text{ KN} > 19.53 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

✓ **Cordon semelle – platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F \leq F_{w,Rd}$$

$$F_{w,Rd} = a \cdot L_f \cdot \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M_w} \cdot \sqrt{3}}$$

$$F_{w,Rd} = 5 \cdot 315 \cdot \frac{640}{0.8 \cdot 1.25 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 518.9 \text{ KN} > 181.69 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$



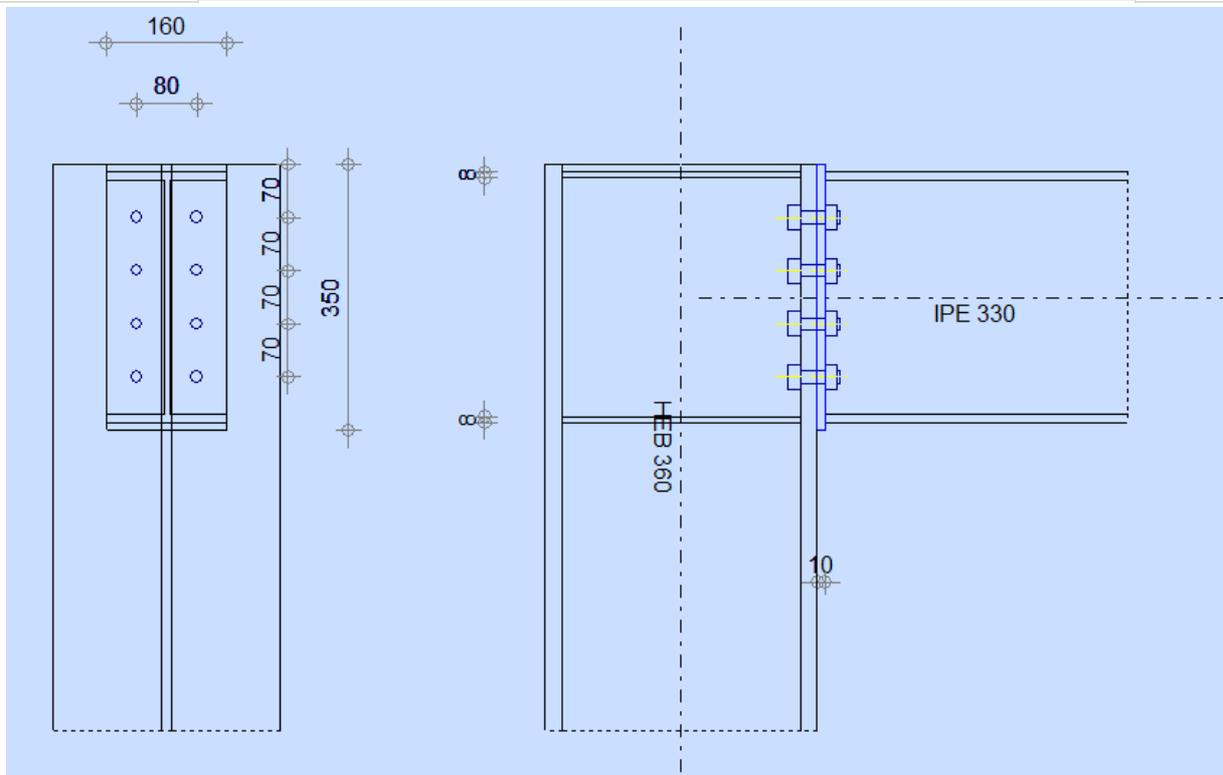
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013

Calcul de l'Encastrement Poutre principale-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,99



GENERAL

Assemblage N° : 1
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure : 418
 Barres de la structure : 1444, 1519

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé : HEB 360
 Barre N° : 1444
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 360$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{rc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 13$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 23$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 180,63$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 43193,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau : ACIER
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé : IPE 330
 Barre N° : 1519
 $\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 330$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 160$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 62,61$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 11766,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau : ACIER
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 8.8 Classe du boulon
 $F_{TRd} = 90,43$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 4$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 70$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 80$ [mm]
 Entraxe $p_i = 70; 70; 70$ [mm]

PLATINE

$h_p = 350$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 160$ [mm] Largeur de la platine

PLATINE

$h_p = 350$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau : ACIER
 $f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 315$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau : ACIER
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 315$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau : ACIER
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDES D'ANGLE

$a_w = 6$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 9$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 6$ [mm] Soudure du raidisseur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite : ultime

Cas : 23: 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50
 $M_{b1,Ed} = 51,87$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 49,08$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = -0,00$ [kN] Effort axial dans la poutre droite
 $M_{c1,Ed} = -54,81$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur
 $V_{c1,Ed} = -27,03$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
 $N_{c1,Ed} = -78,84$ [kN] Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 62,61$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]
 $N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $N_{cb,Rd} = 1471,25$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 30,81$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$		
$V_{cb,Rd} = 418,00$ [kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	$0,12 < 1,00$	vérifié (0,12)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 804,40$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$M_{b,pl,Rd} = 189,03$ [kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 804,40$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$M_{cb,Rd} = 189,03$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 189,03$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f = 319$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$		
$F_{c,fb,Rd} = 593,51$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 51,87$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = -27,03$ [kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z = 229$ [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$		
$V_{wp,Ed} = 239,79$ [kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} = 60,60$ [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 60,60$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 322$ [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 8,92$ [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 1,13$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 1,13$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$		
$V_{wp,Rd} = 802,36$ [kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,30 < 1,00$	vérifié (0,30)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale :

$t_{wc} = 13$ [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 304$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 60,60$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,81$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 20,92$ [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 19,42$ [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$		
$F_{c,wc,Rd1} = 1183,48$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement :

$d_{wc} = 261$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0,70$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 1,00$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 2,95$	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s = 1,00$	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1183,48 \quad [kN] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale :

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 1183,48 \quad [kN] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale :

$$t_{wc} = 13 \quad [mm] \quad \text{Épaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 304 \quad [mm] \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 60,60 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]$$

$$\omega = 0,81 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 20,92 \quad [MPa] \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 19,42 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad EN1993-1-1:[6.2.4]$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1183,48 \quad [kN] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement :

$$d_{wc} = 261 \quad [mm] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,70 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 2,95 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad EN1993-1-1:[6.3.1.2]$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad EN1993-1-1:[6.3.1.2]$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1183,48 \quad [kN] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale :

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 1183,48 \quad [kN] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	12	-	110	-	70	76	126	76	126	108	68	68	68
2	12	-	110	-	70	76	186	76	186	140	70	70	70
3	12	-	110	-	70	76	186	76	186	140	70	70	70
4	12	-	110	-	70	76	126	76	126	108	68	68	68

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	29	-	40	-	70	185	180	180	180	163	131	131	131
2	29	-	40	-	70	185	168	168	168	140	70	70	70
3	29	-	40	-	70	185	168	168	168	140	70	70	70
4	29	-	40	-	70	185	168	168	168	163	119	119	119

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

- m – Distance du boulon de l'âme
 $l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 1471,25 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)
---------------------------------	-------------	---------	--------

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 90,43 \quad [\text{kN}]$ Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $B_{p,Rd} = 132,10 \quad [\text{kN}]$ Résistance du boulon au cisaillement par poinçonnement [Tableau 3.4]
 $F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
 $F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
 $F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion
 $F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction
 $F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
 $F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]
 $F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
 $F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	132,31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 180,86$	180,86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 220,72$	220,72	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 132,31$	132,31	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 316,49$	316,49	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 264,20$	264,20	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 802,36$	802,36	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1183,48$	1183,48	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 593,51$	593,51	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	27,74	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 180,86$	180,86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 220,72$	220,72	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 130,23$	130,23	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 295,83$	295,83	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 264,20$	264,20	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 802,36 - 132,31$	670,05	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1183,48 - 132,31$	1051,17	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 593,51 - 132,31$	461,20	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 361,73 - 132,31$	229,42	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 385,23 - 132,31$	252,92	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 160,04 - 132,31$	27,74	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 353,64 - 132,31$	221,33	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	55,84	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 180,86$	180,86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 220,72$	220,72	Ame du poteau - traction

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(3)} = 130,23$	130 , 23	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 295,83$	295 , 83	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 264,20$	264 , 20	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 802,36 - 160,04$	642 , 31	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1183,48 - 160,04$	1023 , 44	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 593,51 - 160,04$	433 , 47	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 361,73 - 27,74$	333 , 99	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 390,62 - 27,74$	362 , 88	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 542,59 - 160,04$	382 , 55	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 548,55 - 160,04$	388 , 50	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 111,67 - 27,74$	83 , 93	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 246,75 - 27,74$	219 , 01	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 215,88 - 160,04$	55 , 84	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 477,02 - 160,04$	316 , 97	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	94 , 86	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 180,86$	180 , 86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 220,72$	220 , 72	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 130,23$	130 , 23	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 295,83$	295 , 83	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 264,20$	264 , 20	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 802,36 - 215,88$	586 , 48	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1183,48 - 215,88$	967 , 60	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 593,51 - 215,88$	377 , 63	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 361,73 - 55,84$	305 , 89	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 385,23 - 55,84$	329 , 39	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 542,59 - 83,57$	459 , 02	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 548,55 - 83,57$	464 , 98	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 723,46 - 215,88$	507 , 58	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 679,55 - 215,88$	463 , 67	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 150,69 - 55,84$	94 , 86	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 332,98 - 55,84$	277 , 14	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 206,53 - 83,57$	122 , 96	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 456,35 - 83,57$	372 , 78	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 310,74 - 215,88$	94 , 86	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 686,62 - 215,88$	470 , 74	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	264	132 , 31	180 , 86	220 , 72	132 , 31	316 , 49	180 , 86	264 , 20
2	194	27 , 74	180 , 86	220 , 72	130 , 23	295 , 83	180 , 86	264 , 20
3	124	55 , 84	180 , 86	220 , 72	130 , 23	295 , 83	180 , 86	264 , 20
4	54	94 , 86	180 , 86	220 , 72	130 , 23	295 , 83	180 , 86	264 , 20

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 52 , 43 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,99 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,99)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v =$	0,60	Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
$F_{v,Rd} =$	77,21 [kN]	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max} =$	90,43 [kN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int} =$	116,80 [kN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext} =$	116,80 [kN]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	180,86	-0,00	132,31	130,90	130,90	74,59
2	180,86	-0,00	27,74	27,44	27,44	137,68
3	180,86	-0,00	55,84	55,24	55,24	120,73
4	180,86	-0,00	94,86	93,85	93,85	97,18

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Rd} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_{i=1}^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 430,19 \quad \text{[kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,11 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 85,53 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 53,01 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 32,52 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 15643,00 \quad \text{[cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -39,75 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -31,77 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\tau_{\parallel} = 15,09 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad \text{[4.5.3.2(7)]}$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 79,49 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,22)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 68,71 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 39,75 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 4 \quad \text{[mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{head} = 12 \quad \text{[mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{nut} = 16 \quad \text{[mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$L_b = 55 \quad \text{[mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$k_{10} = 5 \quad \text{[mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad \text{[6.3.2.(1)]}$$

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	6,07	121,80
1	264	2	388	5	1	2,73	72,17
2	194	2	400	2	1	1,70	33,11
3	124	2	400	2	1	1,09	13,55
4	54	2	388	4	1	0,55	2,98

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=3}^5 (1 / k_{i,j})) \quad \text{[6.3.3.1.(2)]}$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$Z_{eq} =$	201 [mm]	Bras de levier équivalent	[6.3.3.1.(3)]
$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$			
$k_{eq} =$	3 [mm]	Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons	[6.3.3.1.(1)]
$A_{vc} =$	60,60 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\beta =$	1,00	Paramètre de transformation	[5.3.(7)]
$z =$	201 [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$k_1 =$	11 [mm]	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement	[6.3.2.(1)]
$k_2 =$	∞	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression	[6.3.2.(1)]
$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$			[6.3.1.(4)]
$S_{j,ini} =$	20239,55 [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$\mu =$	2,90	Coefficient de rigidité de l'assemblage	[6.3.1.(6)]
$S_j = S_{j,ini} / \mu$			[6.3.1.(4)]
$S_j =$	6971,55 [kN*m]	Rigidité en rotation finale	[6.3.1.(4)]
Classification de l'assemblage par rigidité.			
$S_{j,rig} =$	36608,13 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} =$	2288,01 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE			

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE :

PLATINE D'ABOUT EN TRACTION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,99

III. Assemblage poutre secondaire-poteau :

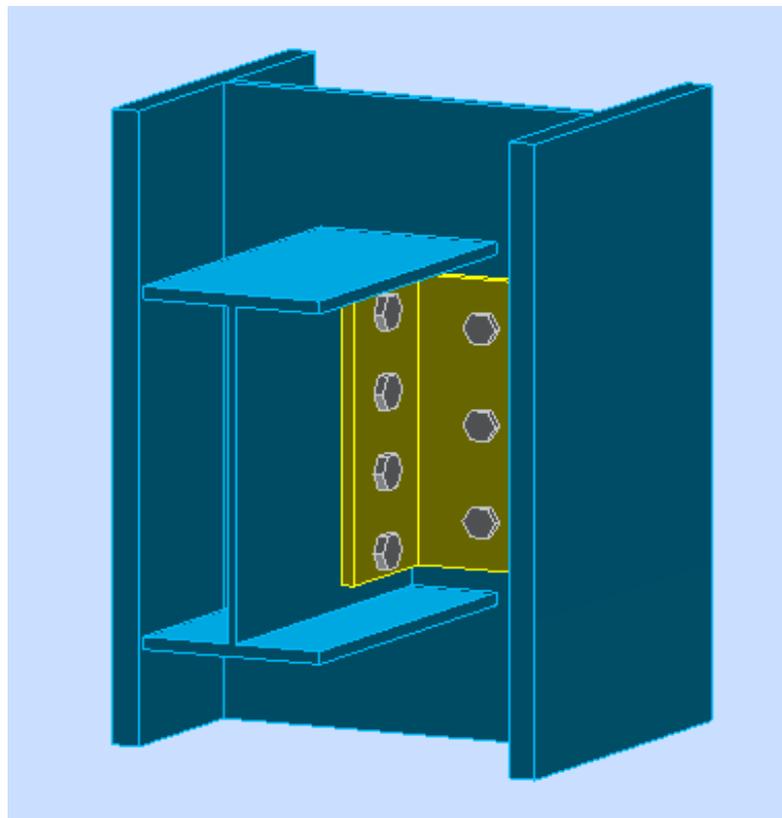


Figure (VII.3): Assemblage poutre secondaire – poteau.

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons de Classe 8.8, caractérisés par :

$$\text{Classe 10.9} \begin{cases} fu = 640 \text{ MPa} \\ fub = 800 \text{ MPa} \end{cases}$$

On calculera l'assemblage le plus sollicité :

$$\begin{cases} M = 16.06 \text{ KN.m} \\ V = 28.32 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \text{à l'ELU combinaison : } 1.35G+1.5Q.$$

➤ **Dimensionnement des boulons :**

✓ **Coté solive :**

$$F_{s,Rd} = (K_s \cdot n \cdot \mu / \gamma_{M_s}) \cdot F_{p,Cd} \rightarrow \text{CCM97art 6.5.6.1}$$

$$F_{p,Cd} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} \rightarrow \text{CCM97art 6.5.6.2}$$

Avec :

$F_{s,Rd}$: Résistance de calcul au glissement d'un boulon précontraint.

$F_{p,Cd}$: Force de précontrainte dans le boulon (force de serrage).

n : Nombre d'interface de frottement.

μ : Coefficient de frottement.

K_s : Facteur de forme.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{n_b} \leq F_{s,Rd}$$

n_b : Nombre des boulons.

$$A_s \geq \frac{V \cdot \gamma_{M_s}}{k_s \cdot n_b \cdot n \cdot \mu \cdot 0.7 \cdot f_{ub}} = \frac{28.32 \times 1.25}{1 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 0.3 \cdot 0.7 \cdot 100} = 0.42 \text{ cm}^2.$$

On adopte des boulons de type M 10 $\Rightarrow A_s = 0.58 \text{ cm}^2$.

On prend une cornière CAE 120x120x10.

➤ **Vérification des boulons au cisaillement :**

L'assemblage est réalisé avec des boulons de classe 8.8 alors, la résistance au cisaillement d'un boulon est donnée par :

$$F_{s,Rd} = (K_s \cdot n \cdot \mu / \gamma_{M_s}) \cdot F_{p,Cd} = (1 \cdot 2 \cdot 80.5 \cdot 0.3 / 1.25) = 38.64 \text{ KN}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{n_b} \leq F_{s,Rd}$$

$$\frac{V}{n_b} = \frac{28.32}{2} = 14.16 \text{ KN.}$$

$$F_{s,Rd} = 38.64 = \text{KN} > 14.16 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérfiée.}$$



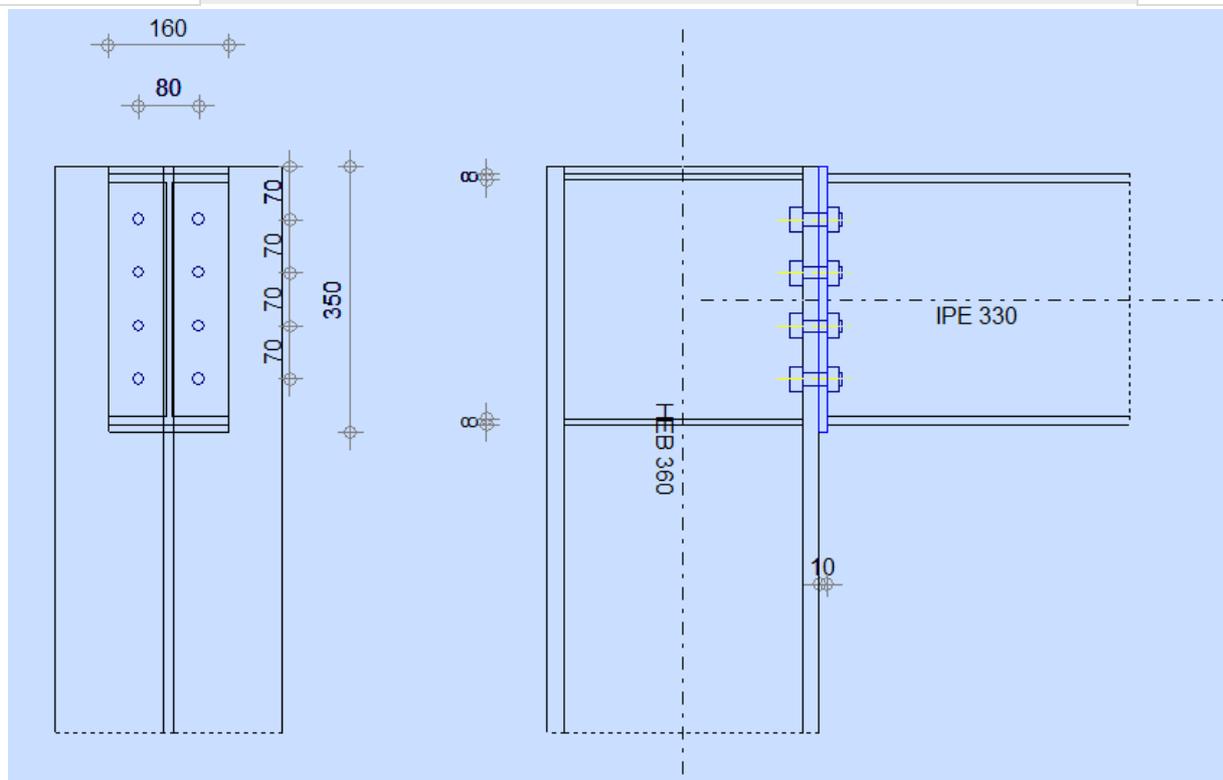
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013

Calcul de l'Encastrement Poutre principale-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,99



GENERAL

Assemblage N° : 1
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure : 418
 Barres de la structure : 1444, 1519

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé : HEB 360
 Barre N° : 1444
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Profilé :	HEB 360	
$h_c =$	360	[mm] Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm] Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	13	[mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	23	[mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm] Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	180,63	[cm ²] Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	43193,50	[cm ⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau :	ACIER	
$f_{yc} =$	235,00	[MPa] Résistance

POUTRE

Profilé :	ipe 330	
Barre N° :	1519	
$\alpha =$	-0,0	[Deg] Angle d'inclinaison
$h_b =$	330	[mm] Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	160	[mm] Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	8	[mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	12	[mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	18	[mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	18	[mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	62,61	[cm ²] Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	11766,90	[cm ⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau :	ACIER	
$f_{yb} =$	235,00	[MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	16	[mm] Diamètre du boulon
Classe =	8.8	Classe du boulon
$F_{tRd} =$	90,43	[kN] Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	70	[mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	80	[mm]
Entraxe $p_i =$	70;70;70	[mm]

PLATINE

$h_p =$	350	[mm] Hauteur de la platine
$b_p =$	160	[mm] Largeur de la platine
$t_p =$	10	[mm] Epaisseur de la platine
Matériau :	ACIER	
$f_{yp} =$	235,00	[MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	315	[mm] Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	144	[mm] Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau : ACIER

$f_{ysu} =$	235,00	[MPa] Résistance
-------------	--------	------------------

Inférieur

$h_{sd} =$	315	[mm] Hauteur du raidisseur
------------	-----	----------------------------

$h_{sd} =$	315	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau : ACIER			
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDES D'ANGLE

$a_w =$	6	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	9	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	6	[mm]	Soudure du raidisseur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite : ultime

Cas : 23: 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50

$M_{b1,Ed} =$	51,87	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	49,08	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-0,00	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	-54,81	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	-27,03	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-78,84	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b =$	62,61	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{cb,Rd} =$	1471,25	[kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	30,81	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	418,00	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,12	< 1,00	vérifié	(0,12)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	804,40	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	189,03	[kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} =$	804,40	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{cb,Rd} =$	189,03	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} =$	189,03	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f =$	319	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$				

$F_{c,fb,Rd} = 593,51$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 51,87$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]
 $M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]
 $V_{c1,Ed} = -27,03$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]
 $V_{c2,Ed} = 0,00$ [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]
 $z = 229$ [mm] Bras de levier [6.2.5]
 $V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$
 $V_{wp,Ed} = 239,79$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]
 $A_{vs} = 60,60$ [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $A_{vc} = 60,60$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $d_s = 322$ [mm] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]
 $M_{pl,fc,Rd} = 8,92$ [kN*m] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]
 $M_{pl,stu,Rd} = 1,13$ [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]
 $M_{pl,sti,Rd} = 1,13$ [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]
 $V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$
 $V_{wp,Rd} = 802,36$ [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]
 $V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,30 < 1,00$ **vérifié** (0,30)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale :

$t_{wc} = 13$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]
 $b_{eff,c,wc} = 304$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]
 $A_{vc} = 60,60$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $\omega = 0,81$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]
 $\sigma_{com,Ed} = 20,92$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]
 $k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]
 $A_s = 19,42$ [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]
 $F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$
 $F_{c,wc,Rd1} = 1183,48$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement :

$d_{wc} = 261$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_p = 0,70$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
 $\rho = 1,00$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_s = 2,95$ Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]
 $\chi_s = 1,00$ Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]
 $F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$
 $F_{c,wc,Rd2} = 1183,48$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale :

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$
 $F_{c,wc,Rd} = 1183,48$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale :

$t_{wc} = 13$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]
 $b_{eff,c,wc} = 304$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]
 $A_{vc} = 60,60$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $\omega = 0,81$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]
 $\sigma_{com,Ed} = 20,92$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]
 $k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]
 $A_s = 19,42$ [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]
 $F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$
 $F_{c,wc,Rd1} = 1183,48$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement :

$d_{wc} = 261$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0,70$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 1,00$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 2,95$	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s = 1,00$	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1183,48 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale :

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 1183,48 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	12	-	110	-	70	76	126	76	126	108	68	68	68
2	12	-	110	-	70	76	186	76	186	140	70	70	70
3	12	-	110	-	70	76	186	76	186	140	70	70	70
4	12	-	110	-	70	76	126	76	126	108	68	68	68

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	29	-	40	-	70	185	180	180	180	163	131	131	131
2	29	-	40	-	70	185	168	168	168	140	70	70	70
3	29	-	40	-	70	185	168	168	168	140	70	70	70
4	29	-	40	-	70	185	168	168	168	163	119	119	119

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- $l_{eff,cp}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- $l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- $l_{eff,cp,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd}, 2 F_{c,wc,Rd,low}, 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 1471,25 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 90,43 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 132,10 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement par poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

- $F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
- $F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
- $F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion
- $F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	132 , 31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 180,86$	180 , 86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 220,72$	220 , 72	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 132,31$	132 , 31	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 316,49$	316 , 49	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 264,20$	264 , 20	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 802,36$	802 , 36	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1183,48$	1183 , 48	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 593,51$	593 , 51	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	27 , 74	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 180,86$	180 , 86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 220,72$	220 , 72	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 130,23$	130 , 23	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 295,83$	295 , 83	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 264,20$	264 , 20	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 802,36 - 132,31$	670 , 05	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1183,48 - 132,31$	1051 , 17	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 593,51 - 132,31$	461 , 20	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 361,73 - 132,31$	229 , 42	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 385,23 - 132,31$	252 , 92	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 160,04 - 132,31$	27 , 74	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 353,64 - 132,31$	221 , 33	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	55 , 84	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 180,86$	180 , 86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 220,72$	220 , 72	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 130,23$	130 , 23	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 295,83$	295 , 83	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 264,20$	264 , 20	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 802,36 - 160,04$	642 , 31	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1183,48 - 160,04$	1023 , 44	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 593,51 - 160,04$	433 , 47	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 361,73 - 27,74$	333 , 99	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 390,62 - 27,74$	362 , 88	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 542,59 - 160,04$	382 , 55	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 548,55 - 160,04$	388 , 50	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 111,67 - 27,74$	83 , 93	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 246,75 - 27,74$	219 , 01	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 215,88 - 160,04$	55 , 84	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 477,02 - 160,04$	316 , 97	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
---	-------------------------------	------------------

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	94,86	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 180,86$	180,86	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 220,72$	220,72	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 130,23$	130,23	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 295,83$	295,83	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 264,20$	264,20	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 802,36 - 215,88$	586,48	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1183,48 - 215,88$	967,60	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 593,51 - 215,88$	377,63	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 361,73 - 55,84$	305,89	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 385,23 - 55,84$	329,39	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 542,59 - 83,57$	459,02	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 548,55 - 83,57$	464,98	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 723,46 - 215,88$	507,58	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 679,55 - 215,88$	463,67	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 150,69 - 55,84$	94,86	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 332,98 - 55,84$	277,14	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 206,53 - 83,57$	122,96	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 456,35 - 83,57$	372,78	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 310,74 - 215,88$	94,86	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 686,62 - 215,88$	470,74	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	264	132,31	180,86	220,72	132,31	316,49	180,86	264,20
2	194	27,74	180,86	220,72	130,23	295,83	180,86	264,20
3	124	55,84	180,86	220,72	130,23	295,83	180,86	264,20
4	54	94,86	180,86	220,72	130,23	295,83	180,86	264,20

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 52,43 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,99 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,99)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{v,Rd} = 77,21 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 90,43 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 116,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 116,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	180,86	-0,00	132,31	130,90	130,90	74,59
2	180,86	-0,00	27,74	27,44	27,44	137,68
3	180,86	-0,00	55,84	55,24	55,24	120,73
4	180,86	-0,00	94,86	93,85	93,85	97,18

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{ij,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{ij,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed} = F_{ij,Ed,N} + F_{ij,Ed,M}$$

$$F_{v,j,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Rd} (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{v,j,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 430,19 \quad \text{[kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,11 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 85,53 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 53,01 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 32,52 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 15643,00 \quad \text{[cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -39,75 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -31,77 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\tau_{\parallel} = 15,09 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad \text{[4.5.3.2(7)]}$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 79,49 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,22)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 68,71 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 39,75 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 4 \quad \text{[mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{head} = 12 \quad \text{[mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{nut} = 16 \quad \text{[mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$L_b = 55 \quad \text{[mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$k_{10} = 5 \quad \text{[mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad \text{[6.3.2.(1)]}$$

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	6,07	121,80
1	264	2	388	5	1	2,73	72,17
2	194	2	400	2	1	1,70	33,11
3	124	2	400	2	1	1,09	13,55
4	54	2	388	4	1	0,55	2,98

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad \text{[6.3.3.1.(2)]}$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 201 \quad \text{[mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad \text{[6.3.3.1.(3)]}$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 3 \quad \text{[mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad \text{[6.3.3.1.(1)]}$$

$$A_{vc} = 60,60 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad \text{[5.3.(7)]}$$

$$z = 201 \quad \text{[mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad \text{[6.2.5]}$$

$$k_1 = 11 \quad \text{[mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad \text{[6.3.2.(1)]}$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad \text{[6.3.2.(1)]}$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad \text{[6.3.1.(4)]}$$

$$S_{j,ini} = 20239,55 \quad \text{[kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad \text{[6.3.1.(4)]}$$

$$\mu = 2,90 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad \text{[6.3.1.(6)]}$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad \text{[6.3.1.(4)]}$$

$$S_j = 6971,55 \quad \text{[kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad \text{[6.3.1.(4)]}$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 36608,13 \quad \text{[kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad \text{[5.2.2.5]}$$

$$S_{j,pin} = 2288,01 \quad \text{[kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad \text{[5.2.2.5]}$$

$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \text{ SEMI-RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE :

PLATINE D'ABOUT EN TRACTION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,99

IV. Assemblage solive - poutre principales :

Les solives sont articulées aux sommiers par des cornières d'attache
L'effort tranchant repris par l'assemblage est celui que transmet la solive à la poutre sous la combinaison : 1.35G+1.5Q.

$$V = 6.55 \text{ KN.}$$

$$M = 0.59 \text{ KN.m}$$

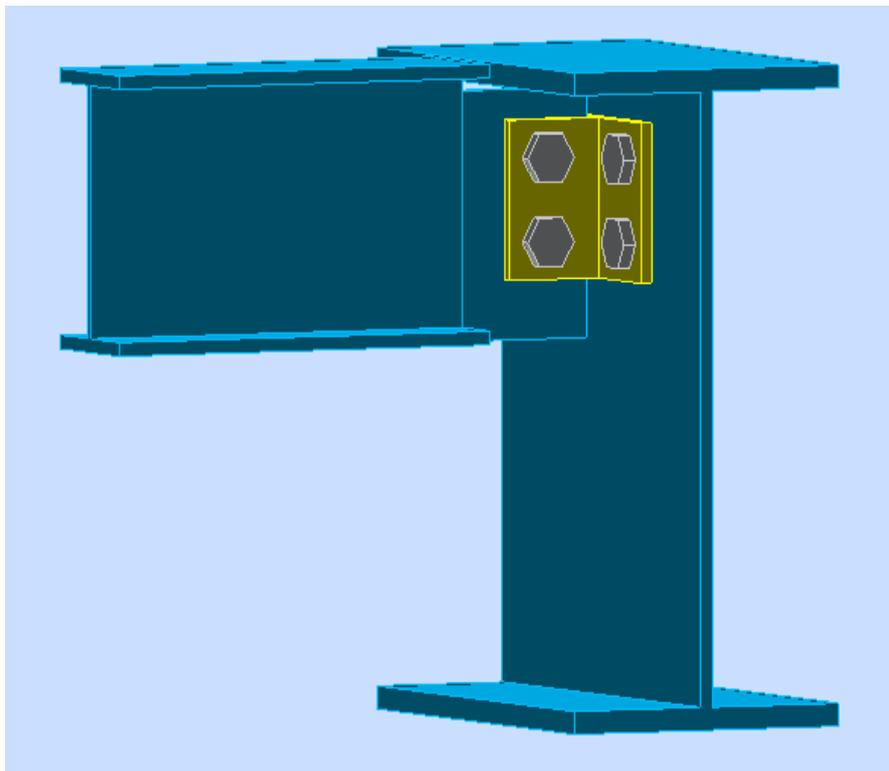


Figure (VII.5) : Assemblage solive-poutre principale.

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons de classe 8.8, caractérisés par :

$$\text{Classe 10.9} \begin{cases} f_u = 640 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 800 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ **Dimensionnement des boulons :**

✓ **Coté solive :**

$$F_{s,Rd} = (K_s \cdot n \cdot \mu / \gamma_{M_s}) \cdot F_{p,Cd} \rightarrow \text{CCM97art 6.5.6.1}$$

$$F_{p,Cd} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} \rightarrow \text{CCM97art 6.5.6.2}$$

Avec :

$F_{s,Rd}$: Résistance de calcul au glissement d'un boulon précontraint.

$F_{p,Cd}$: Force de précontrainte dans le boulon (force de serrage).

n : Nombre d'interface de frottement.

μ : Coefficient de frottement.

K_s : Facteur de forme.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{n_b} \leq F_{s,Rd}$$

n_b : Nombre des boulons.

$$A_s \geq \frac{V \cdot \gamma_{M_s}}{k_s \cdot n_b \cdot n \cdot \mu \cdot 0.7 \cdot f_{ub}} = \frac{6.56 \times 1.25}{1 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 0.3 \cdot 0.7 \cdot 100} = 0.09 \text{ cm}^2.$$

On adopte des boulons de type M 10 $\Rightarrow A_s = 0.58 \text{ cm}^2$.

On prend une cornière CAE 60x60x6.

➤ **Vérification des boulons au cisaillement :**

L'assemblage est réalisé avec des boulons de classe 10.9 alors, la résistance au cisaillement d'un boulon est donnée par :

$$F_{s,Rd} = (K_s \cdot n \cdot \mu / \gamma_{M_s}) \cdot F_{p,Cd} = (1 \cdot 2 \cdot 80.5 \cdot 0.3 / 1.25) = 38.64 \text{ KN}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{n_b} \leq F_{s,Rd}$$

$$\frac{V}{n_b} = \frac{6.55}{2} = 3.27 \text{ KN.}$$

$$F_{s,Rd} = 38.64 = \text{KN} > 3.27 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$



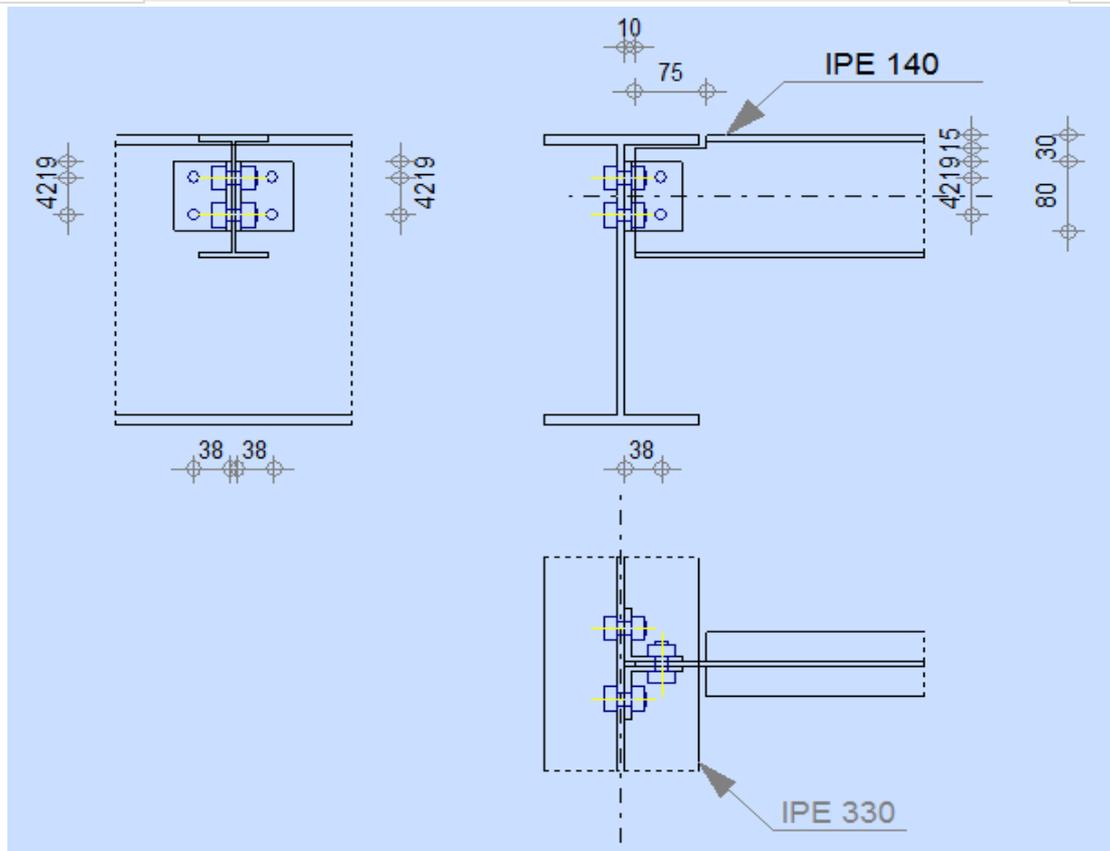
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013

Calculs de l'assemblage solive-poutre (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,93



GENERAL

Assemblage N° : 8
 Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)
 Noeud de la structure : 482
 Barres de la structure : 1502, 1538

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé : IPE 330
 Barre N° : 1502

$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_g =$	330	[mm]	Hauteur de la section poutre principale
$b_{fg} =$	160	[mm]	Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
$t_{wg} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
$t_{fg} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
$r_g =$	18	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
$A_p =$	62,61	[cm ²]	Aire de la section de la poutre principale

Profilé : IPE 330
 $I_{yp} = 11766,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale
 Matériau : ACIER
 $f_{yg} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ug} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé : IPE 140
 Barre N° : 1538
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 140$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_b = 73$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 5$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{tb} = 7$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 7$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 16,43$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb} = 541,22$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau : ACIER
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ub} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 = 15$ [mm] Encoche supérieur
 $h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure
 $l = 75$ [mm] Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé : CAE 60x6
 $h_k = 60$ [mm] Hauteur de la section de la cornière
 $b_k = 60$ [mm] Largeur de la section de la cornière
 $t_{fk} = 6$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
 $r_k = 8$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
 $l_k = 80$ [mm] Longueur de la cornière
 Matériau : ACIER E24
 $f_{yk} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{uk} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 $d = 14$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 16$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,15$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 1,54$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance à la traction
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 2$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 19$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_1 = 42$ [mm] Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
d =	14 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	16 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,15 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	1,54 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{ub} =	800,00 [MPa]	Résistance à la traction
k =	1	Nombre de colonnes des boulons
w =	2	Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	19 [mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ =	42 [mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ _{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ _{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas : 23 : 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50

N _{b,Ed} =	-0,00 [kN]	Effort axial
V _{b,Ed} =	6,55 [kN]	Effort tranchant
M _{b,Ed} =	0,59 [kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

F _{v,Rd} =	44,16 [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$
F _{t,Rd} =	66,24 [kN]	Résistance d'un boulon à la traction	$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x

k _{1x} =	1,97	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
-------------------	------	---	--

k_{1x} > 0.0 1,97 > 0,00 **vérifié**

α _{bx} =	1,00	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
-------------------	------	---	--

α_{bx} > 0.0 1,00 > 0,00 **vérifié**

F _{b,Rd1x} =	60,55 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
-----------------------	------------	---	---

Direction z

k _{1z} =	2,50	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
-------------------	------	---	---

k_{1z} > 0.0 2,50 > 0,00 **vérifié**

α _{bz} =	0,63	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
-------------------	------	---	--

α_{bz} > 0.0 0,63 > 0,00 **vérifié**

F _{b,Rd1z} =	47,91 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
-----------------------	------------	---	---

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

k _{1x} =	1,62	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
-------------------	------	---	--

k_{1x} > 0.0 1,62 > 0,00 **vérifié**

α _{bx} =	0,46	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
-------------------	------	---	--

α_{bx} > 0.0 0,46 > 0,00 **vérifié**

F _{b,Rd2x} =	18,27 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
-----------------------	------------	---	---

Direction z

k _{1z} =	2,15	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
-------------------	------	---	---

k_{1z} > 0.0 2,15 > 0,00 **vérifié**

$$\alpha_{bz} = 0,40 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,40 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 20,87 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

cisaillement des boulons

$$e = 40 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre}$$

$$M_0 = 0,1 \quad \frac{[\text{kN} * \text{m}]}{\text{m}} \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$$

$$F_{Vz} = 1,6 \quad \frac{[\text{kN}]}{\text{m}} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant} \quad F_{Vz} = 0.5 * V_{b,Ed} / n$$

$$F_{Mx} = 3,1 \quad \frac{[\text{kN}]}{\text{m}} \quad \text{Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment} \quad F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$$

$$F_{x,Ed} = 3,1 \quad \frac{[\text{kN}]}{\text{m}} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$$F_{z,Ed} = 1,6 \quad \frac{[\text{kN}]}{\text{m}} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$$F_{Rdx} = 18, \quad \frac{[\text{kN}]}{\text{m}} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = 20, \quad \frac{[\text{kN}]}{\text{m}} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |3,15| < 18,27 \quad \text{vérifié} \quad (0,17)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |1,64| < 20,87 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

Traction des boulons

$$e = 42 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale}$$

$$M_{0t} = 0,4 \quad \frac{[\text{kN} * \text{m}]}{\text{m}} \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$$

$$F_{t,Ed} = 10, \quad \frac{[\text{kN}]}{\text{m}} \quad \text{Effort de traction dans le boulon extrême} \quad F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$$

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} \quad 10,28 < 66,24 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$F_{v,Ed} = 3,55 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}]^2 + [F_{z,Ed}]^2}$$

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0 \quad 0,19 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$$F_{v,Rd} = 88,32 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement} \quad F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$$k_{1x} = 1,97 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 1,97 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,58 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,58 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 22,14 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,63 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,63 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 30,02 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$$k_{1x} = 1,62 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 1,62 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,46 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,46 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 36,54 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,15 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,15 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,40 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,40 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 41,75 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$$e = 42 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale}$$

$$M_0 = 0,8 \quad [\text{kN} \cdot \text{m}] \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$$

$$F_{Vz} = 3,2 \quad [\text{kN}] \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant} \quad F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$$

$$F_{Mx} = 20,56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment} \quad F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum z_i^2$$

$$F_{x,Ed} = 20,56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$$F_{z,Ed} = 3,2 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$$F_{Rdx} = 22,14 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = 30,02 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |20,56| < 22,14 \quad \text{vérifié} \quad (0,93)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |3,28| < 30,02 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

CORNIERE

$$A_{nt} = 0,87 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 2,31 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 42,38 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |3,28| < 42,38 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

POUTRE

$$A_{nt} = 0,96 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 2,51 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 46,88 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |6,55| < 46,88 \quad \text{vérifié} \quad (0,14)$$

REMARQUES

Pince boulon-extrémité horizontale supérieure de la cornière trop faible 19 [mm] < 19 [mm]

Pince boulon-extrémité horizontale inférieure de la cornière trop faible 19 [mm] < 19 [mm]

Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière sur la poutre principale trop faible 19 [mm] < 19 [mm]

Pince boulon-extrémité inférieure de la cornière sur la poutre principale trop faible 19 [mm] < 19 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,93

V. Assemblage poteau-poteau (HEB 360 - HEB 360) :

Ce sont des assemblages rigide qui transmettant tous les efforts d'un composant à l'autre. Les boulons à utilisés peuvent être des boulons ordinaires ou des boulons HR précontraint.

Donnée:

- 8 Boulons de classe 10.9 de type M18
- Epaisseur de la platine : $e_p = 20$ mm.
- $f_{ub} = 1000$ N/mm².
- $f_{u(\text{couvre joint})} = 360$ MPa.

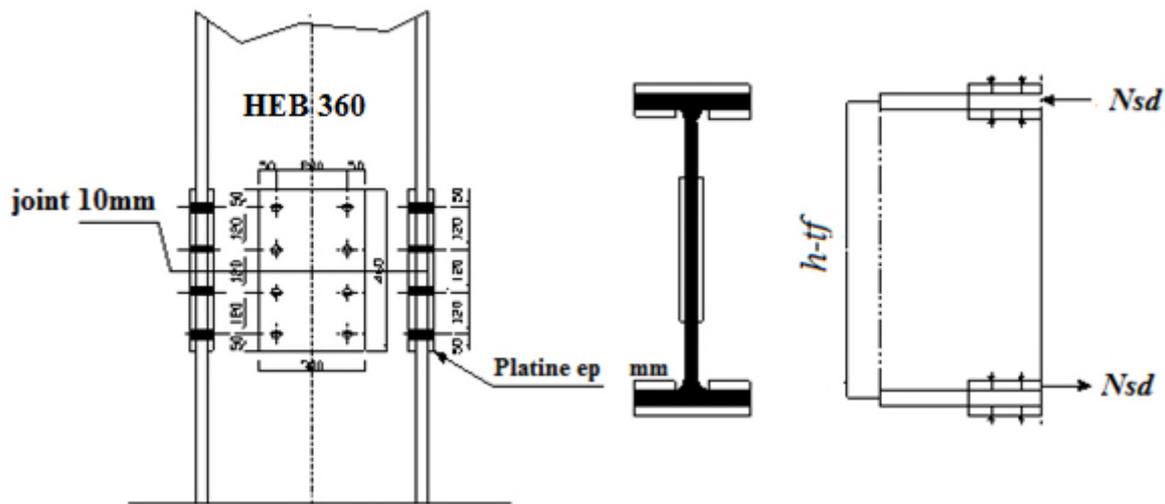


Figure (VII.6) : Assemblage poteau-poteau par couvre joint.

➤ **Disposition géométrique :**

$$3 \cdot d_0 \leq P_2 \leq \min(14 \cdot t ; 200\text{mm}) \Rightarrow \text{Soit } P_2 = 120 \text{ mm.}$$

$$2.2 \cdot d_0 \leq P_1 \leq \min(14 \cdot t ; 200\text{mm}) \Rightarrow \text{Soit } P_1 = 120 \text{ mm.}$$

$$1.5 \cdot d_0 \leq e_2 \leq \min(12 \cdot t ; 150\text{mm}) \Rightarrow \text{Soit } e_2 = 50 \text{ mm.}$$

$$1.2 \cdot d_0 \leq e_1 \leq \min(12 \cdot t ; 150\text{mm}) \Rightarrow \text{Soit } e_1 = 50 \text{ mm.}$$

On vérifiera en premier lieu l'assemblage des semelles (couvre joint et boulon) et en second lieu l'âme (couvre joint et boulon).

➤ **Assemblage des semelles par couvre joint :**

✓ **Résistance de la semelle du profilé :**

$$A_{brut} = b \cdot t_f = 300 \times 22.5 = 6750 \text{ mm}^2.$$

$$A_{net} = A_{brut} - 2 \cdot d_0 \cdot t_f = 6750 - 20 \times 22.5 = 5850 \text{ mm}^2.$$

Dans le cas des structures pouvant être soumise au séisme, un comportement ductile des éléments peut être requis, ce qui exclut toute rupture d'assemblage avant plastification de la section courante de l'élément. Il convient alors de s'assurer que :

$$N_u = N_{pl} \Rightarrow 0.9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{M_2}} \geq \frac{A \times F_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow 0.9 \frac{A_{net}}{A} \geq \frac{\gamma_{M_2} \times F_y}{\gamma_{M_0} \times F_u} \dots\dots (*)$$

$$0.9 \frac{A_{net}}{A} = 0.9 \frac{2850}{6750} = 0.78$$

$$\frac{\gamma_{M_2} \times F_y}{\gamma_{M_0} \times F_u} = \frac{1.25 \times 235}{1.1 \times 360} = 0.74 .$$

Il n'est pas nécessaire de faire une vérification en section nette de la semelle en traction.

✓ **Résistance des couvre joint de la semelle :**

Calcul des sections brutes et nettes des couvre joint:

$$A_{brut} = b \cdot t_f = 300 \times 20 = 6000 \text{ mm}^2.$$

$$A_{net} = A_{brut} - 2 \cdot d_0 \cdot t_f = 6000 - 2 \times (20 \times 20) = 5200 \text{ mm}^2.$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{6000 \times 235}{1.1} 10^{-3} = 1281.81 \text{ KN}.$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = \frac{1320.25}{2} = 660.125 \text{ KN} < N_{pl,Rd} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

➤ **Résistance des boulons des semelles :**

La résistance au cisaillement d'un boulon HR donnée par :

$$F_{v,Rd} = 0.6 \frac{A \times F_{ub}}{\gamma_{M_2}} = 0.6 \frac{1000 \times 254}{1.25} 10^{-3} = 121.92 \text{ KN}.$$

La résistance de 4 boulons sollicités en double cisaillement est :

$$4 \times F_{v,Rd} = 4 \times 2 \times 121.92 = 975.36 \text{ KN} < N_{sd}. \rightarrow \text{Non Vérifiée.}$$

Donc il est nécessaire d'augmenter la section des boulons, soit M24 (A= 452 mm²).

$$F_{v,Rd} = 0.6 \frac{A \times F_{ub}}{\gamma_{M_2}} = 0.6 \frac{100 \times 452}{1.25} 10^{-3} = 216.96 \text{ KN}.$$

$$4 \times F_{v,Rd} = 4 \times 2 \times 216.96 = 1735.68 \text{ KN} > N_{sd}. \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

✓ **Boulons de la semelle tendue en pression diamétrale :**

$$F_{v,Rd} = 2.5 \frac{\alpha \times F_u \times d_0 \times t}{\gamma_{M_2}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \min \left(\frac{50}{3 \times 26}, \frac{120}{3 \times 26} - \frac{1}{4}, \frac{1000}{360}, 1 \right) = 0.64$$

$$F_{v,Rd} = 2.5 \frac{0.64 \times 360 \times 26 \times 20}{1.25} 10^{-3} = 239.616 \text{ KN.}$$

La résistance totale des 4 boulons vaut donc :

$$4 \times F_{v,Rd} = 4 \times 2 \times 239.616 = 1916.92 \text{ KN.} > N_{sd} = 1320.25 \text{ KN.} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

➤ **Assemblage des âmes par couvre joint**

La largeur de la couvre joint : $b = b(\text{HEB } 360) - 60 = 300 \text{ mm.}$

$$A_{net} = 300 \times 20 = 6000 \text{ mm}^2.$$

$$A_{net} = A_v - 2 \cdot d_0 \cdot e = 6000 - 2 \times 22.5 \times 20 = 5100 \text{ mm}^2.$$

$$(*) \Rightarrow 0.9 \frac{A_{net}}{A} = 0.9 \cdot \frac{5100}{6000} > \frac{\gamma_{M_2} \times F_y}{\gamma_{M_0} \times F_u} = 0.74.$$

Donc il n'y a pas lieu de tenir des trous de fixation.

VI. Assemblage des éléments de contreventements :

➤ **Assemblage du contreventement en croix de Saint-André-portique :**

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction $N_{t, sd} = 129,19 \text{ KN.}$

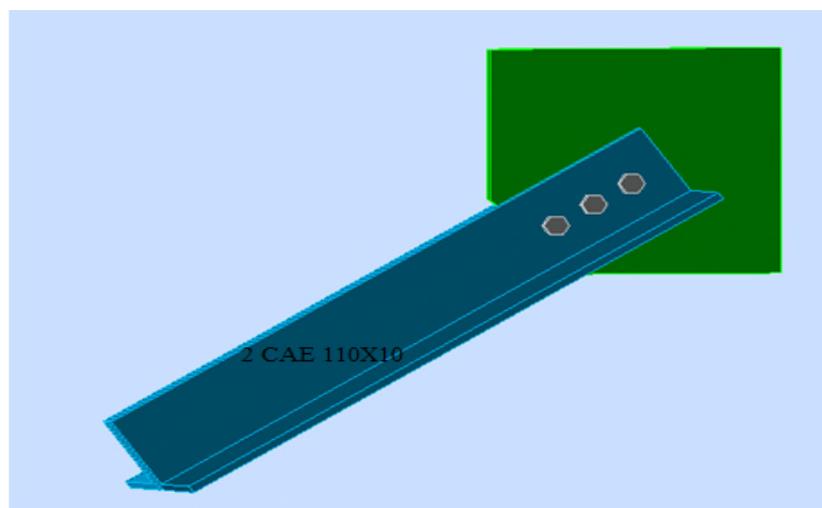


Figure (VII.7):Assemblage des diagonales sur le gousset du portique.



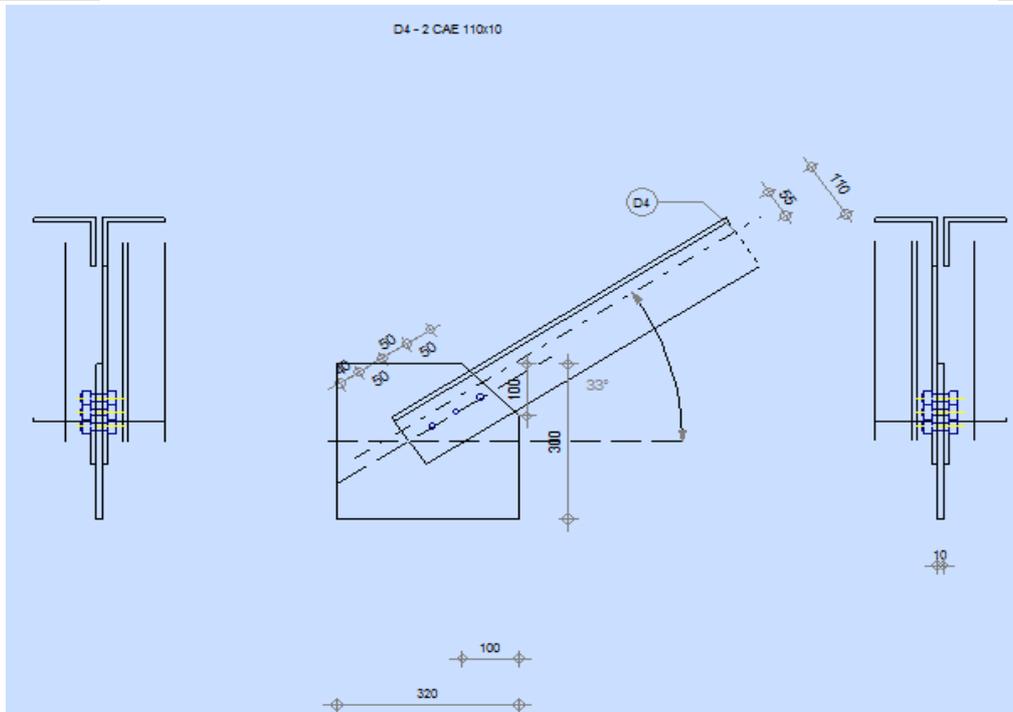
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013

Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,83



GENERAL

Assemblage N° : 6
 Nom de l'assemblage : Gousset - barre simple
 Noeud de la structure : 194
 Barres de la structure : 46 ,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 4		
Barre N° :		46		
Profilé :		2 CAE 110x10		
	h	110		mm
	b _f	110		mm
	t _w	10		mm
	t _f	10		mm
	r	13		mm
	A	42,36		cm ²
Matériau :		ACIER E24		
	f _y	235,00		MPa
	f _u	365,00		MPa
Angle	α	33,4		Deg

		Barre 4					
Longueur	1	0,00					m

BOULONS

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	10.9	Classe du boulon
d =	14 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	16 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,15 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	1,54 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	670,00 [MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	1000,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	50;50 [mm]	
e ₁ =	50 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	55 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	40 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

SOUDURES

Soudures d'angle du gousset

b =	5 [mm]	Bord b
-----	--------	--------

GOUSSET

l _p =	320 [mm]	Longueur de la platine
h _p =	300 [mm]	Hauteur de la platine
t _p =	10 [mm]	Epaisseur de la platine

Paramètres

h ₁ =	0 [mm]	Grugeage
v ₁ =	0 [mm]	Grugeage
h ₂ =	100 [mm]	Grugeage
v ₂ =	100 [mm]	Grugeage
h ₃ =	0 [mm]	Grugeage
v ₃ =	0 [mm]	Grugeage
h ₄ =	0 [mm]	Grugeage
v ₄ =	0 [mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (153;144)

e _v =	150 [mm]	Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
e _H =	80 [mm]	Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
Matériau :	ACIER	
f _y =	235,00 [MPa]	Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ _{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ _{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas : 14: G+Q-EY (1+2)*1.00+7*-1

N _{b4,Ed} =	129,19 [kN]	Effort axial
----------------------	-------------	--------------

RESULTATS

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 147,78$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 0,79$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,79 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 161,8$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
 = 2] trou 2

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1z} = 204,40$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 0,51$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,51 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2x} = 51,73$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2z} = 102,20$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 24$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = 3,15$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = N_{b4,Ed} \cdot e$

$F_{NSd} = 43,06$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$

$F_{MSd} = 31,47$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$

$F_{x,Ed} = 43,06$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = 31,47$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Rdx} = 51,73$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 102,20$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|43,06| < 51,73$ vérifié (0, 83)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|31,47| < 102,20$ vérifié (0, 31)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0,55$ Coefficient de réduction [Tableau 3.8]

$A = 21,18$ [cm²] Aire de la section transversale de la cornière

$A_{net} = 19,58$ [cm²] Aire de la section nette $A_{net} = A - d_0 \cdot t_f4$

$\beta_3 = 0,55$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$N_{u,Rd} = 314,45$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u4}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 447,96$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y4}) / \gamma_{M2}$
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ 64,60 < 314,45$	vérifié (0,21)
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 64,60 < 447,96$	vérifié (0,14)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 4,75$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 11,00$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 217,8$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 64,60 < 217,87$	vérifié (0,30)

ATTACHE GOUSSET

Soudure horizontale

VERIFICATION DES SOUDURES D'ANGLE

$e = 307$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 = 10,93$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 * N_{b1,Ed} * \sin(\alpha) * e$
$A_s = 16,00$ [cm ²]	Aire de la section de la soudure	$A_s = a * l$
$\sigma = 150,3$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	$\sigma = 0.5 * N_{b1,Ed} * \sin(\alpha) / A_s + M_0 / W_{ys}$
$\sigma_{\perp} = 106,3$ [MPa]	Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure	$\sigma_{\perp} = \sigma / \sqrt{2}$
$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	$ 106,33 < 262,80$	vérifié (0,40)
$\tau_{\perp} = 106,33$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$
$\tau_{\parallel} = 33,69$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	$\tau_{\parallel} = (0.5 * N_{b1,Ed} * \cos(\alpha)) / A_s$
$\beta_w = 0,85$	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$220,52 < 343,53$	vérifié (0,64)

Soudure verticale

$e = 307$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 = 10,9$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 * N_{b1,Ed} * \sin(\alpha) * e$
$A_s = 15,0$ [cm ²]	Aire de la section de la soudure	$A_s = a * l$
$\sigma = 169$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	$\sigma = 0.5 * N_{b1,Ed} * \sin(\alpha) / A_s + M_0 / W_{ys}$
$\sigma_{\perp} = 119$ [MPa]	Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure	$\sigma_{\perp} = \sigma / \sqrt{2}$
$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	$ 119,86 < 262,80$	vérifié (0,46)
$\tau_{\perp} = 119,86$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$
$\tau_{\parallel} = 35,94$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	$\tau_{\parallel} = (0.5 * N_{b1,Ed} * \cos(\alpha)) / A_s$
$\beta_w = 0,85$	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$247,67 < 343,53$	vérifié (0,72)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,83

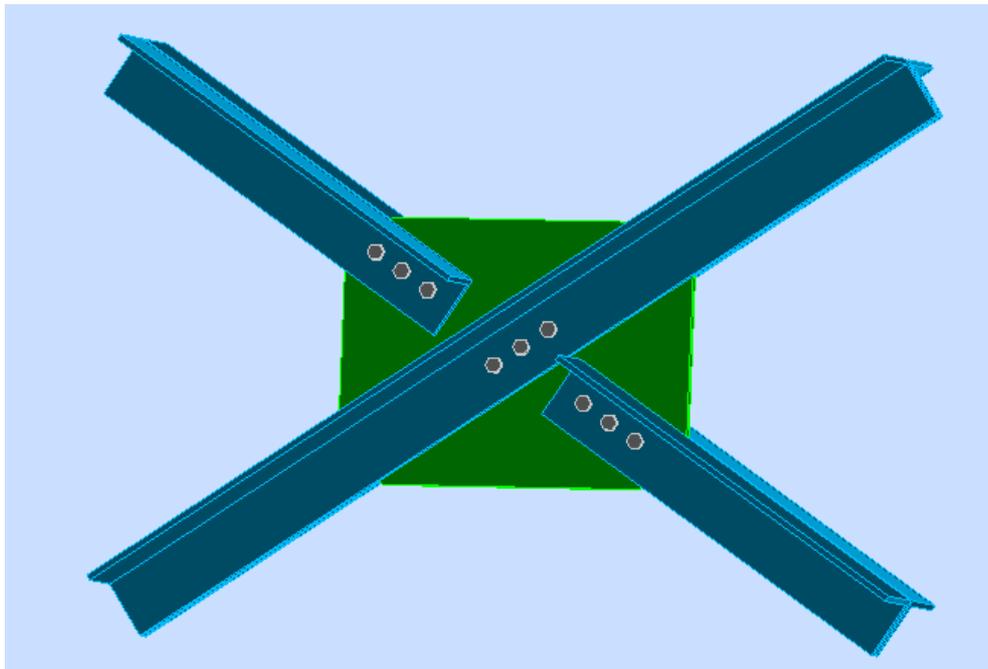
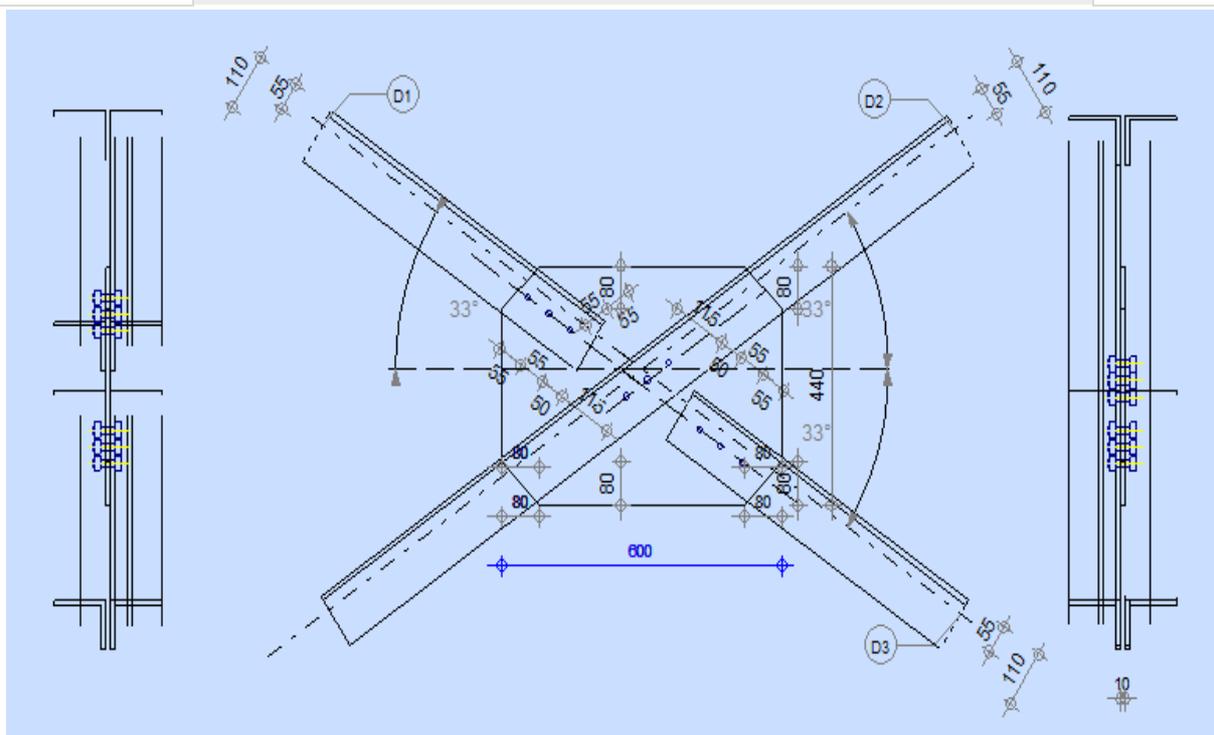


Figure (VII.8): Assemblage des diagonales sur le gousset centrale.

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013 Calcul de l'assemblage au gousset NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	
		<p>Ratio 0,81</p>



GENERAL

Assemblage N° : 9
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
 Noeud de la structure : 11
 Barres de la structure : 46, 37, 43, 40,

GEOMETRIE

BARRES

	Barre 1	Barre 2-4	Barre 3		
Barre N° :	46	37	43		
Profilé :	2 CAE 110x10	2 CAE 110x10	2 CAE 110x10		
h	110	110	110		mm
b_f	110	110	110		mm
t_w	10	10	10		mm
t_f	10	10	10		mm
r	13	13	13		mm
A	42,36	42,36	42,36		cm ²
Matériau :	ACIER E24	ACIER E24	ACIER E24		
f_y	235,00	235,00	235,00		MPa
f_u	365,00	365,00	365,00		MPa
Angle	α	33,4	33,4		Deg
Longueur	l	0,00	0,00		m

BOULONS

Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 d = 14 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 16 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 1,15 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 1,54 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 550,00 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 800,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 3 Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 55;55 [mm]

e₁ = 50 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 e₂ = 55 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 e_c = 115 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2-4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 d = 14 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 16 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 1,15 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 1,54 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 550,00 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 800,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 3 Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 55;55 [mm]

$e_2 = 55$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon

$d = 14$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 16$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 1,15$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 1,54$ [cm²] Aire de la section du boulon

$f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité

$f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction

$n = 3$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 55;55 [mm]

$e_1 = 50$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2 = 55$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c = 115$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 600$ [mm] Longueur de la platine

$h_p = 440$ [mm] Hauteur de la platine

$t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 80$ [mm] Grugeage

$v_1 = 80$ [mm] Grugeage

$h_2 = 80$ [mm] Grugeage

$v_2 = 80$ [mm] Grugeage

$h_3 = 80$ [mm] Grugeage

$v_3 = 80$ [mm] Grugeage

$h_4 = 80$ [mm] Grugeage

$v_4 = 80$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;-30)

$e_v = 250$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 300$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau : ACIER

$f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas : 17: G+Q+EY (1+2+7)*1.00

$N_{b1,Ed} = -107,60$ [kN] Effort axial

$N_{b2,Ed} = -132,23$ [kN] Effort axial

$N_{b3,Ed} = -109,10$ [kN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = -133,64$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 118,22$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 0,90$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,90 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 183,1$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1z} = 204,40$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 0,44$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,44 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2x} = 44,55$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 1,96$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $1,96 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 0,96$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,96 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2z} = 77,05$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 24$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = -2,62$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = N_{b1,Ed} \cdot e$

$F_{NSd} = 35,87$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b1,Ed} / n$

$F_{MSd} = 23,83$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{MSd} = M_0 \cdot X_{max} / \sum X_i^2$

$F_{x,Ed} = 35,87$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = 23,83$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Rdx} = 44,55$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 77,05$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|-35,87| < 44,55$ vérifié (0,81)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|-23,83| < 77,05$ vérifié (0,31)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0,57$ Coefficient de réduction [Tableau 3.8]

$A = 21,18$ [cm²] Aire de la section transversale de la cornière

$\beta_3 = 0,57$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A_{net} = 19,58 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_f$
$N_{u,Rd} = 328,75 \text{ [kN]}$	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u1}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 447,96 \text{ [kN]}$	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y1}) / \gamma_{M2}$
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -53,80 < 328,75$	vérifié (0,16)
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -53,80 < 447,96$	vérifié (0,12)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 4,75 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 12,00 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 231,4 \text{ [kN]}$	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -53,80 < 231,43$	vérifié (0,23)

BARRE 2-4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 118,22 \text{ [kN]}$ Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,83$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,83 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 170,3 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_f / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 204,40 \text{ [kN]}$ Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_f / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,90$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,90 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 91,5 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_f / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 102,20 \text{ [kN]}$ Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_f / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e =$	24 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 =$	0,03 [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b2,Ed} * e$
$F_{NSd} =$	0,47 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$
$F_{MSd} =$	0,31 [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 * X_{max} / \sum X_i^2$
$F_{x,Ed} =$	0,47 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} =$	0,31 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Rdx} =$	91,55 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	102,20 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	0,47 < 91,55	vérifié	(0,01)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	0,31 < 102,20	vérifié	(0,00)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 =$	0,57	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A =$	21,18 [cm ²]	Aire de la section transversale de la cornière	
$A_{net} =$	19,58 [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_f$
$N_{u,Rd} =$	328,75 [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u2}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$	447,96 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y2}) / \gamma_{M2}$
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq N_{u,Rd}$	0,70 < 328,75	vérifié	(0,00)
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	0,70 < 447,96	vérifié	(0,00)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} =$	4,75 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	11,00 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	217,87 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	0,70 < 217,87	vérifié	(0,00)

BARRE 3

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} =$	118,22 [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
--------------	-------------	---	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
------------	------	--	---

$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00	vérifié	
----------------	-------------	----------------	--

$\alpha_{bx} =$	0,90	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
-----------------	------	---	--

$\alpha_{bx} > 0.0$	0,90 > 0,00	vérifié	
---------------------	-------------	----------------	--

$F_{b,Rd1x} =$	183,1 [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
----------------	------------	--	---

Direction z

$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
------------	------	--	--

$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00	vérifié	
----------------	-------------	----------------	--

$\alpha_{bz} =$	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
-----------------	------	--	--

$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00 > 0,00	vérifié	
---------------------	-------------	----------------	--

$F_{b,Rd1z} =$	204,40 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
----------------	-------------	---	---

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,90 \quad \text{Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,90 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 91,55 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou } F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 102,20 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$$e = 24 \text{ [mm]} \quad \text{Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons}$$

$$M_0 = -2,66 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_0 = N_{b3,Ed} \cdot e$$

$$F_{NSd} = 36,37 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial} \quad F_{NSd} = N_{b3,Ed} / n$$

$$F_{MSd} = 24,16 \text{ [kN]} \quad \text{Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment} \quad F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$$

$$F_{x,Ed} = 36,37 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$$F_{z,Ed} = 24,16 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

$$F_{Rdx} = 91,55 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = 102,20 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |-36,37| < 91,55 \quad \text{vérifié} \quad (0,40)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |-24,16| < 102,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,24)$$

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$\beta_3 = 0,57 \quad \text{Coefficient de réduction} \quad [\text{Tableau 3.8}]$$

$$A = 21,18 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section transversale de la cornière}$$

$$A_{net} = 19,58 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section nette} \quad A_{net} = A - d_0 \cdot t_f3$$

$$N_{u,Rd} = 328,75 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section nette} \quad N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u3}) / \gamma_{M2}$$

$$N_{pl,Rd} = 447,96 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul plastique de la section brute} \quad N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y3}) / \gamma_{M2}$$

$$|0.5 \cdot N_{b3,Ed}| \leq N_{u,Rd} \quad |-54,55| < 328,75 \quad \text{vérifié} \quad (0,17)$$

$$|0.5 \cdot N_{b3,Ed}| \leq N_{pl,Rd} \quad |-54,55| < 447,96 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$$A_{nt} = 4,75 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 12,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 231,43 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot N_{b3,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |-54,55| < 231,43 \quad \text{vérifié} \quad (0,24)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,81

➤ Assemblage de contreventement en « V » inversé :

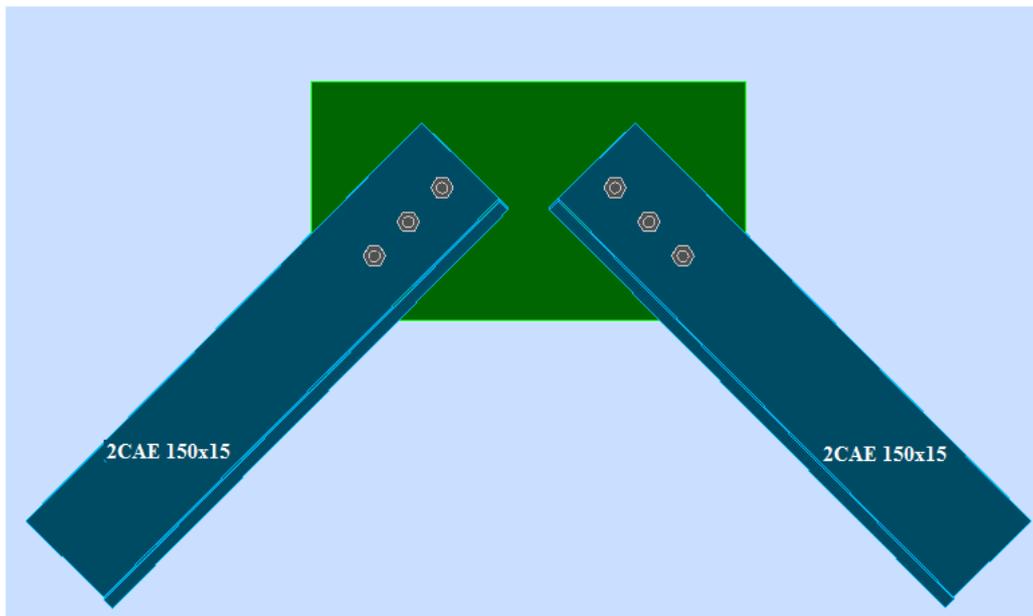
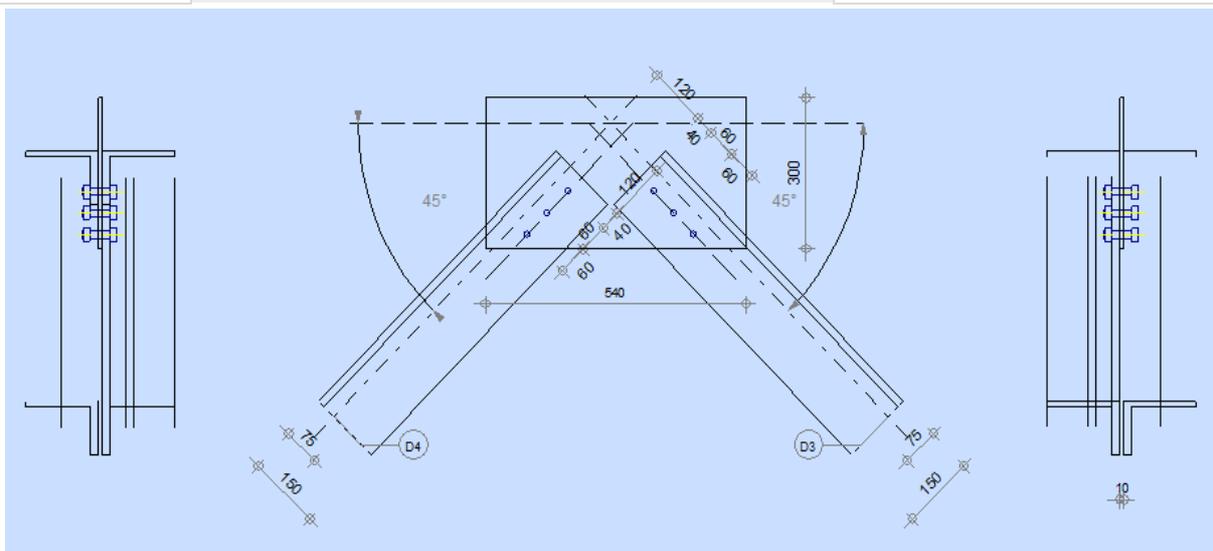


Figure (VII.9) : Assemblage gousset-poutre secondaire.

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013 Calcul de l'assemblage au gousset NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	
		Ratio 0,90



GENERAL

Assemblage N° : 8
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
 Noeud de la structure : 150

Assemblage N° : 8
 Barres de la structure : 1020, 1021,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 3	Barre 4			
Barre N° :		1020	1021			
Profilé :		2 CAE 150x15	2 CAE 150x15			
	h	150	150			mm
	b _F	150	150			mm
	t _w	15	15			mm
	t _F	15	15			mm
	r	16	16			mm
	A	86,05	86,05			cm ²
Matériau :		ACIER	ACIER			
	f _y	235,00	235,00			MPa
	f _u	365,00	365,00			MPa
Angle	α	45,5	45,5			Deg
Longueur	l	0,00	0,00			m

BOULONS

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 d = 14 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 16 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 1,15 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 1,54 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 550,00 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 800,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 3 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60 [mm]

e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 e₂ = 75 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 e_c = 120 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon
 d = 14 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 16 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 1,15 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 1,54 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 550,00 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 800,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 3 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60 [mm]

e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 e₂ = 75 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 e_c = 120 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 540$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 300$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (10;-100)

$e_v = 250$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_H = 260$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau : ACIER

$f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas : 15: G+Q+EX (1+2+5) * 1.00

$N_{b3,Ed} = -264,69$ [kN] Effort axial
 $N_{b4,Ed} = -277,18$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 3

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 118,22$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,83$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,83 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 255,5$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 306,60$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_1 = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 1,00 \quad \text{Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 102,2 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou} \quad F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 102,20 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$$e = 33 \text{ [mm]} \quad \text{Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons}$$

$$M_0 = -8,61 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_0 = N_{b3,Ed} * e$$

$$F_{NSd} = 88,23 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial} \quad F_{NSd} = N_{b3,Ed} / n$$

$$F_{MSd} = 71,74 \text{ [kN]} \quad \text{Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment} \quad F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$$

$$F_{x,Ed} = 88,23 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$$F_{z,Ed} = 71,74 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

$$F_{Rdx} = 102,2 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = 102,2 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |-88,23| < 102,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,86)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |-71,74| < 102,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,70)$$

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$\beta_3 = 0,60 \quad \text{Coefficient de réduction} \quad [\text{Tableau 3.8}]$$

$$A = 43,02 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section transversale de la cornière}$$

$$A_{net} = 40,62 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section nette} \quad A_{net} = A - d_0 * t_f3$$

$$N_{u,Rd} = 711,74 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section nette} \quad N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u3}) / \gamma_{M2}$$

$$N_{pl,Rd} = 909,97 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul plastique de la section brute} \quad N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y3}) / \gamma_{M2}$$

$$|0.5 * N_{b3,Ed}| \leq N_{u,Rd} \quad |-132,34| < 711,74 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

$$|0.5 * N_{b3,Ed}| \leq N_{pl,Rd} \quad |-132,34| < 909,97 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$$A_{nt} = 10,12 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 18,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 390,9 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 * N_{b3,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |-132,34| < 390,95 \quad \text{vérifié} \quad (0,34)$$

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 118,22$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,83$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,83 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 255,5$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 306,60$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 102,20$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 102,20$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 33$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = -9,02$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = N_{b4,Ed} \cdot e$

$F_{NSd} = 92,39$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$

$F_{MSd} = 75,13$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$

$F_{x,Ed} = 92,39$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = 75,13$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Rdx} = 102,20$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 102,20$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|-92,39| < 102,20$ **vérifié** (0,90)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|-75,13| < 102,20$ **vérifié** (0,74)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0,60$ Coefficient de réduction [Tableau 3.8]

$A = 43,02$ [cm²] Aire de la section transversale de la cornière

$A_{net} = 40,62$ [cm²] Aire de la section nette $A_{net} = A - d_0 \cdot t_f4$

$\beta_3 = 0,60$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$N_{u,Rd} = 711,74$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u4}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 909,97$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y4}) / \gamma_{M2}$
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -138,59 < 711,74$	vérifié (0,19)
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -138,59 < 909,97$	vérifié (0,15)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 10,12$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 18,00$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 390,9$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -138,59 < 390,95$	vérifié (0,35)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,90

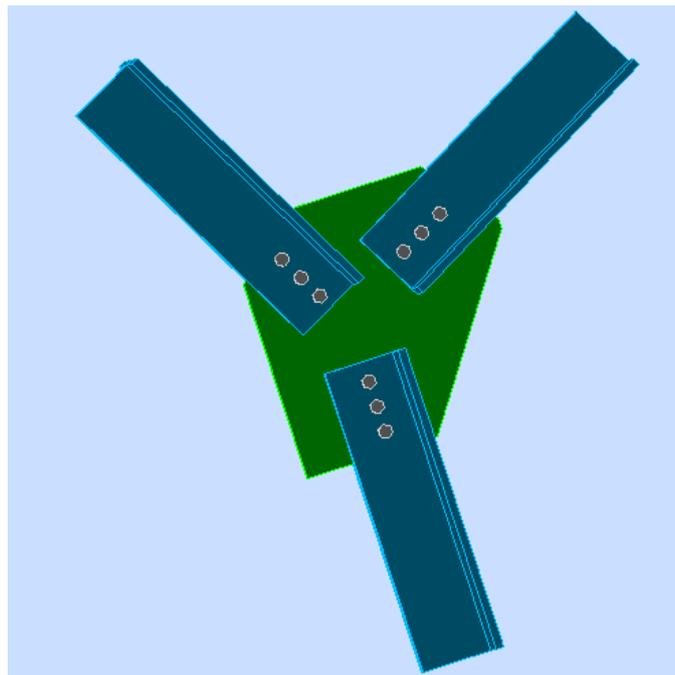


Figure (VII.10) : Assemblage des diagonales sur le gousset centrale.



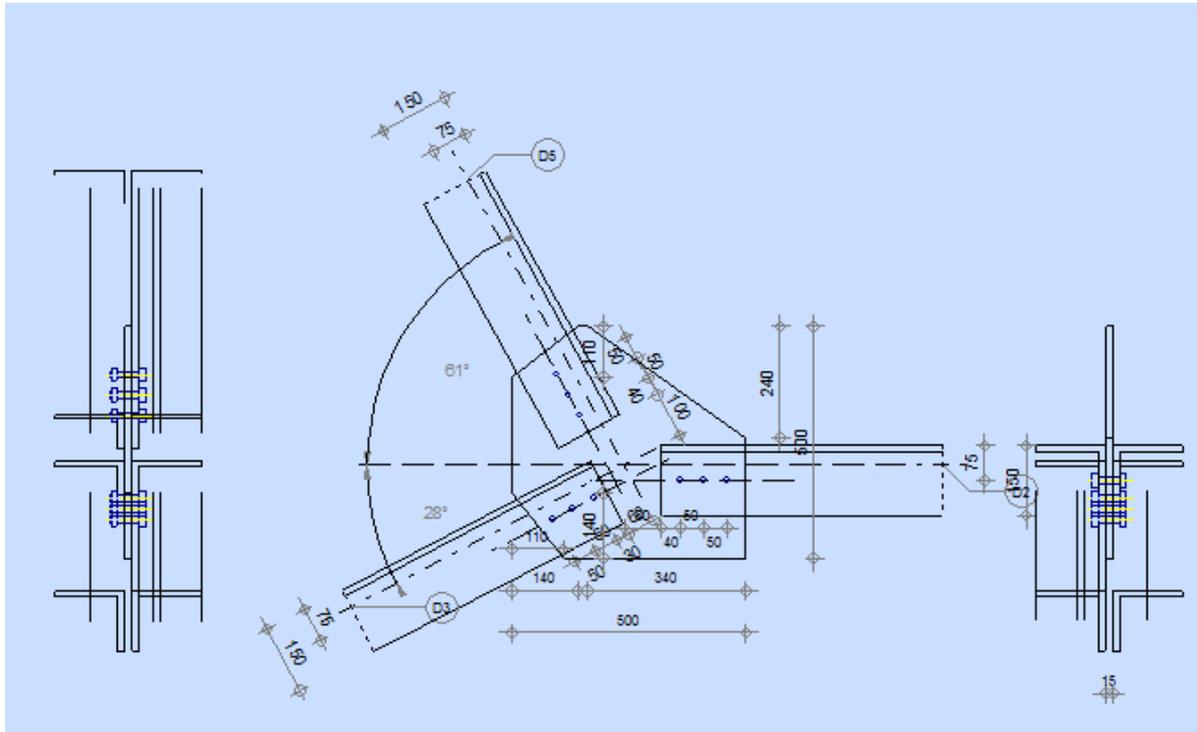
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013

Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,87



GENERAL

Assemblage N° : 5
 Nom de l'assemblage : Gousset - noeud membrure de treillis
 Noeud de la structure : 151
 Barres de la structure : 1022, 1021, 1023,

GEOMETRIE

BARRES

	Barre 2	Barre 3	Barre 5		
Barre N° :	1022	1021	1023		
Profilé :	2 CAE 150x15	2 CAE 150x15	2 CAE 150x15		
h	150	150	150		mm
b _f	150	150	150		mm
t _w	15	15	15		mm
t _f	15	15	15		mm
r	16	16	16		mm
A	86,05	86,05	86,05		cm ²
Matériau :	ACIER	ACIER	ACIER		
f _y	235,00	235,00	235,00		MPa
f _u	365,00	365,00	365,00		MPa

		Barre 2	Barre 3	Barre 5			
Angle	α	0,0	-27,7	118,6			Deg
Longueur	1	1,12	1,12	2,72			m

BOULONS

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	10.9	Classe du boulon
d =	14 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	16 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,15 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	1,54 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	670,00 [MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	1000,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	50;50 [mm]	
e ₁ =	40 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	75 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	80 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	10.9	Classe du boulon
d =	14 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	16 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,15 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	1,54 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	670,00 [MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	1000,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	50;50 [mm]	
e ₁ =	30 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	75 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	60 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 5

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	10.9	Classe du boulon
d =	14 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	16 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,15 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	1,54 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	670,00 [MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	1000,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	50;50 [mm]	
e ₁ =	40 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	75 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	100 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

l _p =	500 [mm]	Longueur de la platine
h _p =	500 [mm]	Hauteur de la platine
t _p =	15 [mm]	Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 =$	140	[mm]	Grugeage
$v_1 =$	110	[mm]	Grugeage
$h_2 =$	340	[mm]	Grugeage
$v_2 =$	240	[mm]	Grugeage
$h_3 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_3 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_4 =$	110	[mm]	Grugeage
$v_4 =$	140	[mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (-2 ; 14)

$e_v =$	200	[mm]	Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
$e_H =$	240	[mm]	Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
$e_0 =$	0	[mm]	Distance axe membrure hor.

Matériau : ACIER
 $f_y =$ 235,00 [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas :	15: G+Q+EX (1+2+5) * 1.00
$N_{b2,Ed} =$	-315,34 [kN] Effort axial
$N_{b3,Ed} =$	-277,71 [kN] Effort axial
$N_{b5,Ed} =$	-143,66 [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 2

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 147,78$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,79$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0,79 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 242,7$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_M$
 = 3] trou 2

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ 1,00 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 306,60$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,79$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0,79 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 121,36$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 153,30$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 33$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = -10,26$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = N_{b2,Ed} \cdot e$

$F_{NSd} = 105,11$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$

$F_{MSd} = 102,57$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$

$F_{x,Ed} = 105,11$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = 102,57$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Rdx} = 121,36$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 147,78$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|-105,11| < 121,36$ **vérifié** (0,87)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|-102,57| < 147,78$ **vérifié** (0,69)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0,55$ Coefficient de réduction [Tableau 3.8]

$A = 43,02$ [cm²] Aire de la section transversale de la cornière

$A_{net} = 40,62$ [cm²] Aire de la section nette $A_{net} = A - d_0 \cdot t_f$

$N_{u,Rd} = 652,43$ [kN] Résistance de calcul de la section nette $N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$

$N_{pl,Rd} = 909,97$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y2}) / \gamma_{M2}$

$|0.5 \cdot N_{b2,Ed}| \leq N_{u,Rd}$ $|-157,67| < 652,43$ **vérifié** (0,24)

$|0.5 \cdot N_{b2,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $|-157,67| < 909,97$ **vérifié** (0,17)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 10,12$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 15,00$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 350,25$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|0.5 \cdot N_{b2,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|-157,67| < 350,25$ **vérifié** (0,45)

BARRE 3

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 147,78$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,63$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,63 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 191,6$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 306,60$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,70$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,70 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 107,3$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 153,30$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 33$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 = -9,03$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b3,Ed} * e$
$F_{NSd} = 92,57$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b3,Ed} / n$
$F_{MSd} = 90,33$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} = 92,57$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 90,33$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Rdx} = 107,30$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 147,78$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -92,57 < 107,30$	vérifié (0,86)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -90,33 < 147,78$	vérifié (0,61)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0,55$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A = 43,02$ [cm ²]	Aire de la section transversale de la cornière	
$A_{net} = 40,62$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_{f3}$
$N_{u,Rd} = 652,43$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u3}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 909,97$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y3}) / \gamma_{M2}$

$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -138,86 < 652,43$	vérifié	(0,21)
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -138,86 < 909,97$	vérifié	(0,15)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 10,12$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 13,50$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 329,8$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -138,86 < 329,89$	vérifié	(0,42)

BARRE 5

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 147,78$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,79$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,79 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 242,7$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 306,60$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,79$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,79 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 121,36$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 153,30$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 33$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = -4,67$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = N_{b5,Ed} \cdot e$

$F_{NSd} = 47,89$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b5,Ed} / n$

$F_{MSd} = 46,73$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$

$e = 33$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$F_{x,Ed} = 47,89$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 46,73$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Rdx} = 121,36$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 147,78$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -47,89 < 121,36$	vérifié (0,39)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -46,73 < 147,78$	vérifié (0,32)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0,55$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A = 43,02$ [cm ²]	Aire de la section transversale de la cornière	
$A_{net} = 40,62$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 \cdot t_{fs}$
$N_{u,Rd} = 652,43$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u5}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 909,97$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0,9 \cdot A \cdot f_{ys}) / \gamma_{M2}$
$ 0,5 \cdot N_{b5,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -71,83 < 652,43$	vérifié (0,11)
$ 0,5 \cdot N_{b5,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -71,83 < 909,97$	vérifié (0,08)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 10,12$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 15,00$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 350,25$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0,5 \cdot N_{b5,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -71,83 < 350,25$	vérifié (0,21)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,87

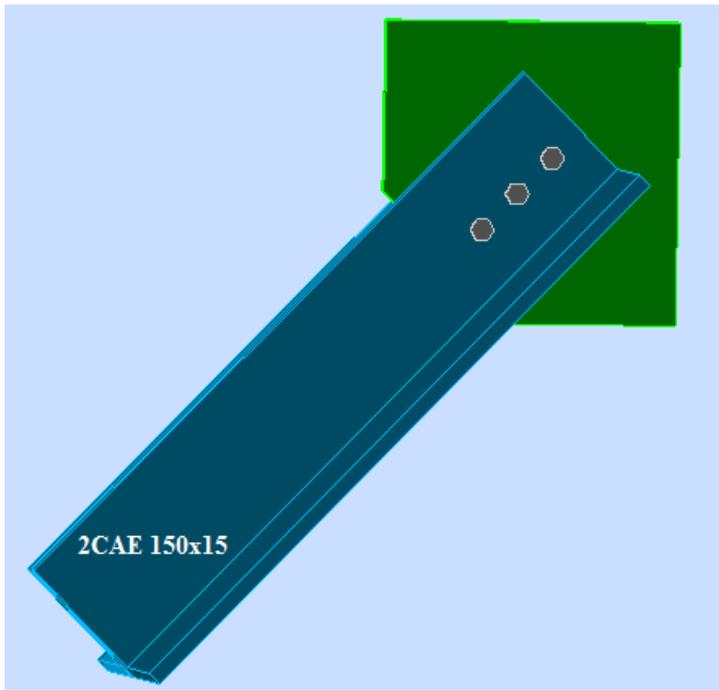


Figure (VII.11) : Assemblage des diagonales sur le gousset du portique.



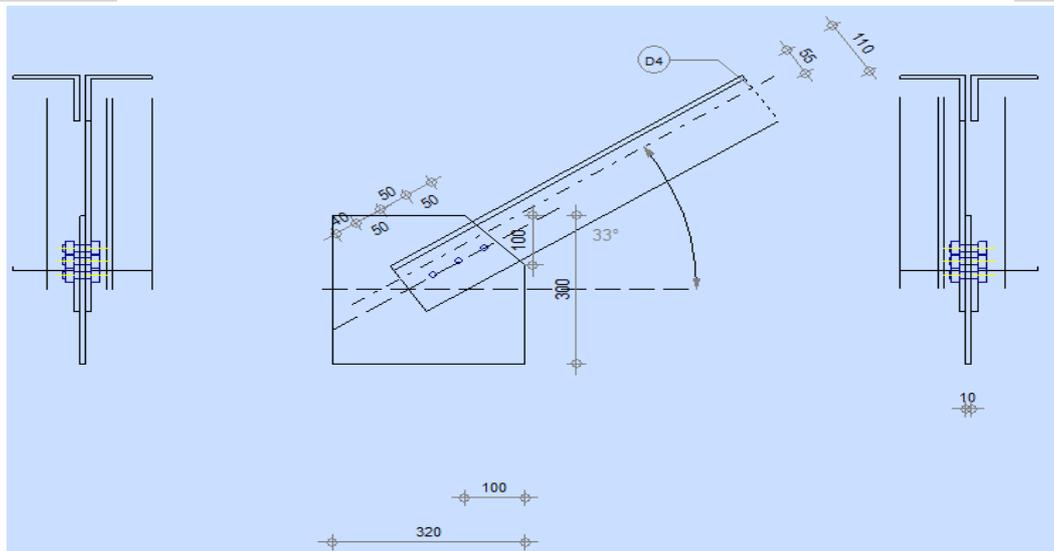
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013

Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,70



GENERAL

Assemblage N° : 6
 Nom de l'assemblage : Gousset - barre simple
 Noeud de la structure : 194
 Barres de la structure : 46 ,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 4			
Barre N° :		46			
Profilé :		2 CAE 110x10			
	h	110			mm
	b _f	110			mm
	t _w	10			mm
	t _f	10			mm
	r	13			mm
	A	42,36			cm ²
Matériau :		ACIER E24			
	f _y	235,00			MPa
	f _u	365,00			MPa
Angle	α	33,4			Deg
Longueur	l	0,00			m

BOULONS

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	10.9	Classe du boulon
d =	14 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	16 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,15 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	1,54 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	670,00 [MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	1000,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons		50 ; 50 [mm]
e ₁ =	50 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	55 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	40 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

SOUDURES

Soudures d'angle du gousset

b =	5 [mm]	Bord b
-----	--------	--------

GOUSSET

l _p =	320 [mm]	Longueur de la platine
h _p =	300 [mm]	Hauteur de la platine
t _p =	10 [mm]	Epaisseur de la platine

Paramètres

h ₁ =	0 [mm]	Grugeage
v ₁ =	0 [mm]	Grugeage
h ₂ =	100 [mm]	Grugeage
v ₂ =	100 [mm]	Grugeage
h ₃ =	0 [mm]	Grugeage
v ₃ =	0 [mm]	Grugeage
h ₄ =	0 [mm]	Grugeage
v ₄ =	0 [mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (153 ; 144)

e _v =	150 [mm]	Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
e _H =	80 [mm]	Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau :	ACIER
f _y =	235,00 [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ _{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ _{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas :	21: 0.8G+EY 1*0.80+7*1.00
N _{b4,Ed} =	-108,38 [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 147,78$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 0,79$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,79 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 161,8$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1z} = 204,40$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 0,51$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,51 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2x} = 51,73$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2z} = 102,20$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 24$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = -2,64$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = N_{b4,Ed} \cdot e$

$F_{NSd} = 36,13$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$

$F_{MSd} = 26,40$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$

$F_{x,Ed} = 36,13$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = 26,40$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Rdx} = 51,73$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 102,20$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -36,13 < 51,73$	vérifié	(0,70)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -26,40 < 102,20$	vérifié	(0,26)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0,55$ Coefficient de réduction [Tableau 3.8]

$A = 21,18$ [cm²] Aire de la section transversale de la cornière

$A_{net} = 19,58$ [cm²] Aire de la section nette $A_{net} = A - d_0 \cdot t_f4$

$\beta_3 = 0,55$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$N_{u,Rd} = 314,45$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u4}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 447,96$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y4}) / \gamma_{M2}$
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -54,19 < 314,45$	vérifié (0,17)
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -54,19 < 447,96$	vérifié (0,12)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 4,75$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 11,00$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 217,87$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -54,19 < 217,87$	vérifié (0,25)

ATTACHE GOUSSET

Soudure horizontale

VERIFICATION DES SOUDURES D'ANGLE

$e = 307$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 = -9,17$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 * N_{b1,Ed} * \sin(\alpha) * e$
$A_s = 16,00$ [cm ²]	Aire de la section de la soudure	$A_s = a * l$
$\sigma = 126,14$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	$\sigma = 0.5 * N_{b1,Ed} * \sin(\alpha) / A_s + M_0 / W_{ys}$
$\sigma_{\perp} = 89,20$ [MPa]	Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure	$\sigma_{\perp} = \sigma / \sqrt{2}$
$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	$ 89,20 < 262,80$	vérifié (0,34)
$\tau_{\perp} = -89,20$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$
$\tau_{\parallel} = -28,26$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	$\tau_{\parallel} = (0.5 * N_{b1,Ed} * \cos(\alpha)) / A_s$
$\beta_w = 0,85$	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$184,99 < 343,53$	vérifié (0,54)

Soudure verticale

$e = 307$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 = -9,17$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 * N_{b1,Ed} * \sin(\alpha) * e$
$A_s = 15,00$ [cm ²]	Aire de la section de la soudure	$A_s = a * l$
$\sigma = 142,19$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	$\sigma = 0.5 * N_{b1,Ed} * \sin(\alpha) / A_s + M_0 / W_{ys}$
$\sigma_{\perp} = 100,55$ [MPa]	Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure	$\sigma_{\perp} = \sigma / \sqrt{2}$
$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	$ 100,55 < 262,80$	vérifié (0,38)
$\tau_{\perp} = -100,55$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$
$\tau_{\parallel} = -30,15$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	$\tau_{\parallel} = (0.5 * N_{b1,Ed} * \cos(\alpha)) / A_s$
$\beta_w = 0,85$	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$207,76 < 343,53$	vérifié (0,60)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,70

VII. Calcul des pieds de poteau :

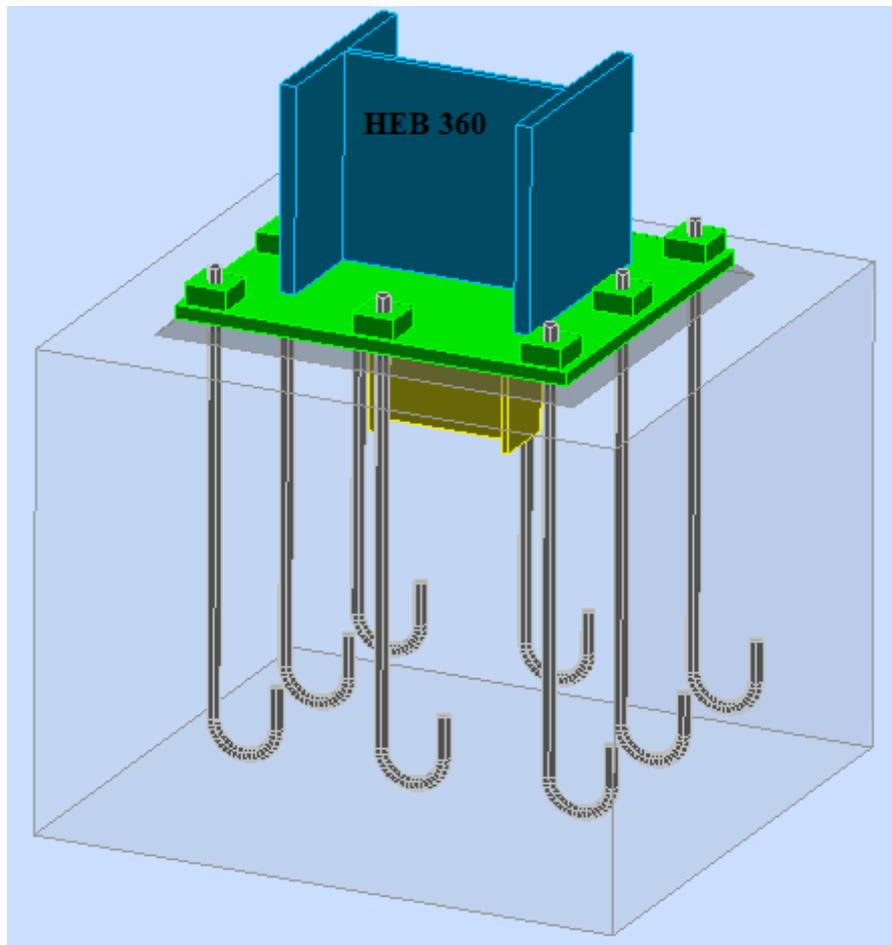


Figure (VII.12) : Schéma pied de poteau.

L'implantation d'une ossature métallique doit se faire d'une façon précise. La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier, ces dernières sont des plaques métalliques appelées platine, fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui. Dans l'étude de notre structure on a aboutit à l'utilisation des pieds de poteau encastrés.

➤ Dimensionnement de la platine

La platine sera dimensionnée avec l'effort de compression maximal ($N = 891.71 \text{ KN}$) et le moment ($M = 36.86 \text{ KN.m}$) par la relation suivante :

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_b \Rightarrow \frac{N_t}{b \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} \leq \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$b \cdot \bar{\sigma}_b \cdot h^2 - N \cdot h - 6 \cdot M \geq 0$$

On fixe b et on calcul h .

Soit : $b = 0,5 \text{ m}$

$$h^2 - 0.125 \cdot h - 0.031 \geq 0 \Rightarrow h \geq 0.25 \text{ m}$$

On prend : $h = 0.56 \text{ m}$.

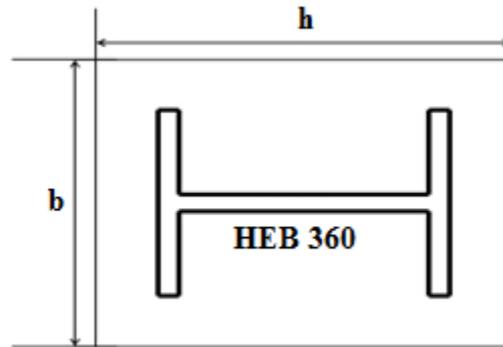


Figure (VII.13) : Dimension de la platine.

➤ **Dimensionnement des tiges d'ancrages :**

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable ($N_t = 891.71 \text{ KN}$) Obtenue sous la combinaison $G+Q+1.2E_y$

L'effort admissible par scellement, dans le cas des goujons avec grosse est donné par la formule suivante :

$$\frac{N_t}{n_b} = \frac{891.71}{8} = 111.37 \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot f_y$$

On trouve : $\phi \geq 24.5 \text{ mm}$; on prend $\phi = 30 \text{ mm}$.

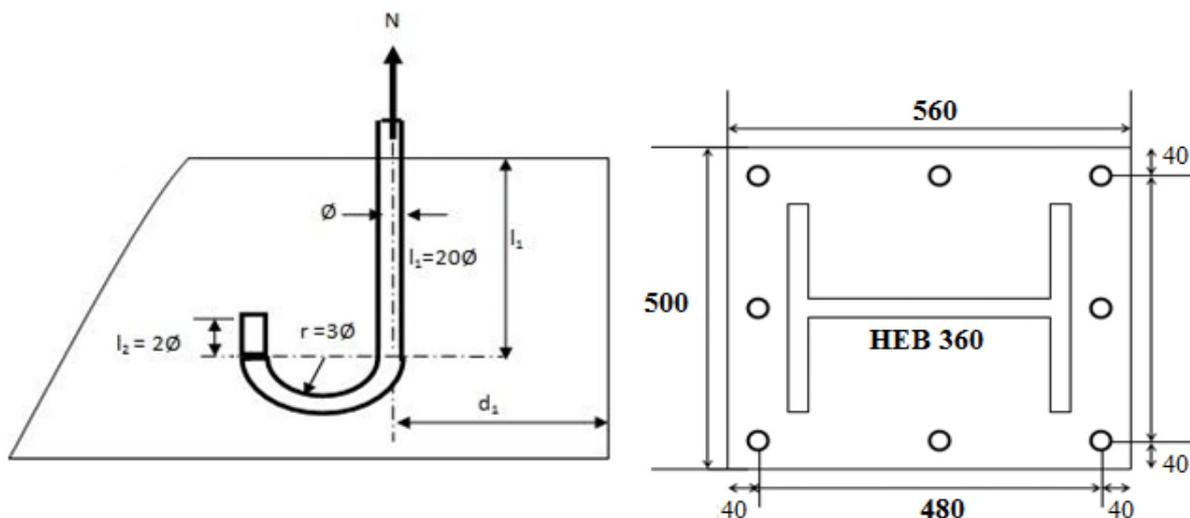


Figure (VII.14) : Dimension et emplacement des tiges d'ancrage.

➤ **Vérification des contraintes :**

$$e = \frac{M}{N_c} = \frac{36.6}{891.71} = 0.04 \text{ m.}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.52}{6} = 0.086 \text{ m.} > e.$$

La section est entièrement comprimée, dans ce cas on vérifie uniquement la contrainte dans le béton.

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot N_{sd} \cdot l}{bh \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{bu}$$

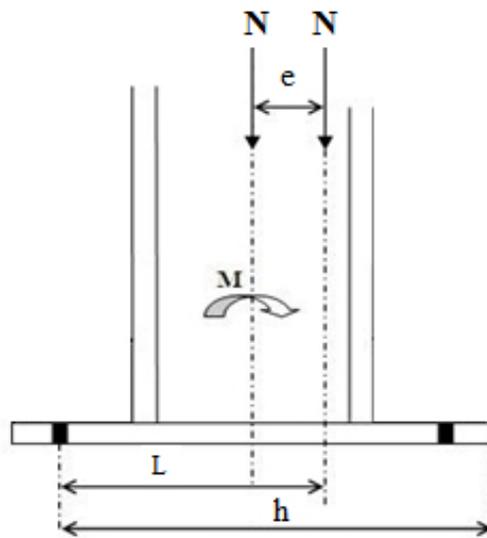


Figure (VII. 15) : Excentricité de l'effort normal.

$$l = 28 \text{ cm.}$$

$$h = h' = 52 \text{ cm.}$$

$$b = 50 \text{ cm.}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 F_{c28}}{\gamma_b} = 14.166 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 891.71 \cdot 10^3 \cdot 280}{500 \cdot 520 \left(520 - \frac{520}{3} \right)} = 5.54 \text{ MPa} \leq 14.2 \text{ MPa.}$$

D'où : $\sigma_b < f_{bu} \rightarrow$ Vérifiée.

Les contraintes sous la platine sont données par les deux expressions suivantes :

$$\sigma_M = \frac{N}{b \cdot h} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{h} \right) = 4.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{b \cdot h} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{h} \right) = 1.81 \text{ MPa}$$

➤ Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

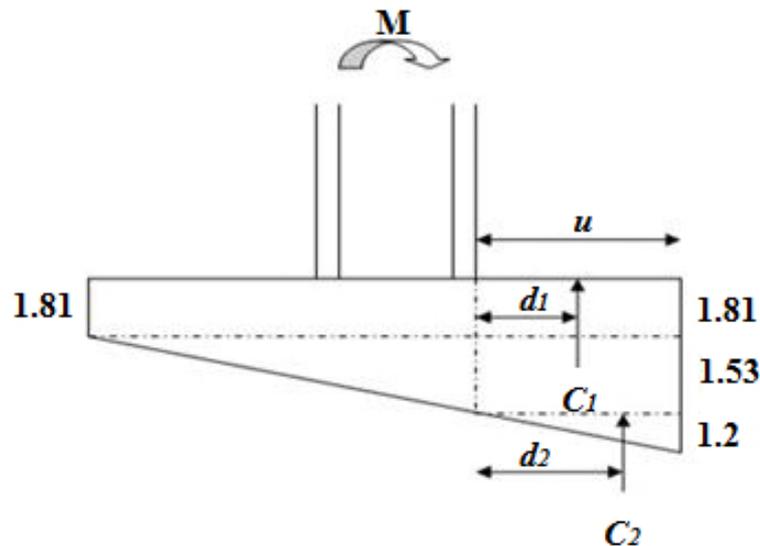


Figure (VII.16): Contrainte sous la platine.

$$M = C_1 \cdot d_1 + C_2 \cdot d_2$$

$$d_1 = \frac{u}{2} = 50 \text{ mm.}$$

$$d_2 = 2 \cdot \frac{u}{3} = 66.6 \text{ mm.}$$

$$C_1 = (1.53 + 1.81) \cdot 100 \cdot 500 = 167 \text{ KN.}$$

$$C_2 = 1.2 \frac{100 \cdot 500}{2} = 30 \text{ KN.}$$

Donc : $M = 10.35 \text{ KN.m}$

On doit vérifier la condition suivante :

$$M \leq M_{el,y} = \frac{b \cdot t^2}{6} f_y \Rightarrow t \geq \left(\frac{6 \cdot M}{b \cdot f_y} \right)^{0.5}$$

$$t \geq 22.98 \text{ mm.}$$

On choisi une platine de 30 mm d'épaisseur.

➤ Vérification de la bêche :

L'utilisation de la bêche est nécessaire si la condition suivante est vérifiée : $0.3 \cdot N < V$
Avec : V : l'effort tranchant max ($V = 17.14 \text{ KN}$).

N : l'effort de compression max ($N = 891.71 \text{ KN}$).

$$0.3 \cdot N = 0.3 \cdot 891.71 = 267.5 \text{ KN} > V = 17.14 \text{ KN} \rightarrow \text{La bêche est inutile.}$$



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013

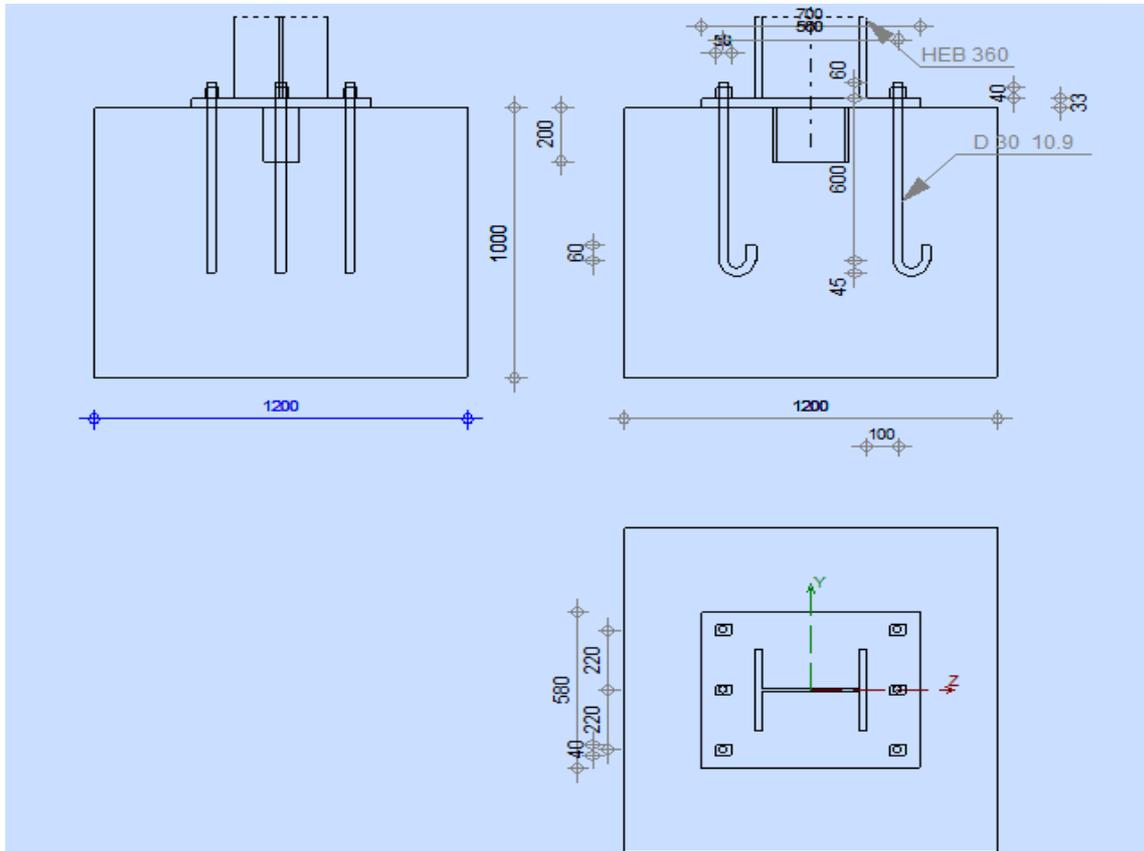


Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB

Design Guide: Design of fastenings on concrete

Ratio
0,95



GENERAL

Assemblage N° : 7
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure : 63
 Barres de la structure : 934

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé : HEB 360
 Barre N° : 934

$L_c =$	3,40	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	360	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	13	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	23	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	180,63	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	43193,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : ACIER

$f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 365,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 560$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 500$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 20$ [mm] Epaisseur

Matériau : ACIER E24

$f_{ypd} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 365,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 670,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 2,45$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 3,14$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 3$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 3$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 240$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 215$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 50$ [mm]

$L_2 = 600$ [mm]

$L_3 = 90$ [mm]

$L_4 = 60$ [mm]

Plaquette

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 60$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 30$ [mm] Epaisseur

BECHE

Profilé : IPE 200

$l_w = 200$ [mm] Longueur

Matériau : ACIER E24

$f_{yw} = 235,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 830$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 770$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 700$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25

$f_{ck} = 25,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 20$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 9$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 4$ [mm] Bêche

EFFORTS

Cas : 13: G+Q+1.2EY (1+2)*1.00+7*1.20

$N_{j,Ed} =$	-967,03	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	-3,76	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	144,31	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	37,26	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	-2,75	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} =$	16,67	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	16,79	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{MO}))}$				
$c =$	43	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	109	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	386	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	420,83	[cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	2515,77	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$				
$A_{c1} =$	2515,77	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$	0,67		Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$				
$f_{jd} =$	27,17	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	1067,75	[cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	420,83	[cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	420,83	[cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$				
$F_{c,Rd,n} =$	2900,75	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	1143,26	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	1143,26	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL =$	1,00		Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} =$	2683,14	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	630,54	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	338	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$				
$F_{c,fc,Rd,y} =$	1868,26	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	1032,51	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	242,64	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	193	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$				
$F_{c,fc,Rd,z} =$	1255,88	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$				
$N_{j,Rd} =$	2900,75	[kN]	Résistance de la semelle à la compression axiale	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$				
$F_{c,Rd,y} =$	1143,26	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$				
$F_{c,Rd,z} =$	1143,26	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)		0,33 < 1,00	vérifié	(0,33)
$e_y =$	39	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$Z_{c,y} =$	169	[mm]	Bras de levier $F_{c,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]

$e_y =$	39	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$Z_{t,y} =$	240	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	71, 73	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{i,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)			$0,52 < 1,00$	vérifié (0,52)
$e_z =$	3	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$Z_{c,z} =$	97	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,z} =$	215	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	6, 33	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)			$0,44 < 1,00$	vérifié (0,44)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$			$0,95 < 1,00$	vérifié (0,95)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,53$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 0,53$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \alpha_{b,y} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 154,85$	[kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,61$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 0,61$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \alpha_{b,z} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 176,97$	[kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,25$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 3,14$	[cm ²] Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 1000,00$	[MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b f_{ub} A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 62,33$	[kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans effet de levier	[6.2.2.(7)]
$\alpha_M = 2,00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} = 0,79$	[kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 45$	[mm] Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M M_{Rk,s} / (l_{sm} \gamma_{Ms})$		
$F_{v,Rd,sm} = 29,23$	[kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec l'effet de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 46,18$	[kN] Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 42,76$	[kN] Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASUREMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y} = 185,8$	[kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} = 0,69$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} = 0,91$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]

$V_{Rk,c,y} = 185,8$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\Psi_{\alpha,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot \Psi_{A,V,y} \cdot \Psi_{h,V,y} \cdot \Psi_{s,V,y} \cdot \Psi_{ec,V,y} \cdot \Psi_{\alpha,V,y} \cdot \Psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 53,49$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z} = 194,1$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\Psi_{A,V,z} = 0,65$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4.]
$\Psi_{h,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,z} = 0,89$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\Psi_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \Psi_{A,V,z} \cdot \Psi_{h,V,z} \cdot \Psi_{s,V,z} \cdot \Psi_{ec,V,z} \cdot \Psi_{\alpha,V,z} \cdot \Psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,z} = 52,04$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 967,03$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 290,11$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRÊT AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	
$F_{v,Rd,wg,y} = 933,33$ [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton
$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	
$F_{v,Rd,wg,z} = 466,67$ [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd,y}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,y} = 1457,32$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié (0,00)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd,z}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} = 990,65$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,15 < 1,00$	vérifié (0,15)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,15 < 1,00$	vérifié (0,15)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 49,51$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 49,51$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{y } = -0,36$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z } = 25,45$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,19 < 1,00$	vérifié (0,19)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y }^2 + \tau_{z }^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,29 < 1,00$	vérifié (0,29)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z }^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,28 < 1,00$	vérifié (0,28)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	109 [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	386 [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$K_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$			
$K_{13,y} =$	25 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	232 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	50 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$K_{15,y} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$			
$K_{15,y} =$	6 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	240 [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$K_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$			
$K_{16,y} =$	2 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0, 23	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	293230, 56 [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	800350, 15 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE			[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$K_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 \cdot E)$			
$K_{13,z} =$	25 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	280 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	199 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$K_{15,z} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$			
$K_{15,z} =$	0 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	240 [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$K_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$			
$K_{16,z} =$	2 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0, 48	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	96093, 27 [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	187910, 47 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$ SEMI-RIGIDE			[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE :

FONDATION EN PRESSION DIAMETRALE

Rayon de courbure de l'ancrage trop faible. 45 [mm] < 60 [mm]

Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court. 60 [mm] < 100 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,95

Chapitre VIII

Calcul de l'infrastructure

I. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque, de leur bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

✓ Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Le poids de la structure.
- La distance entre axes des poteaux.

La contrainte admissible du sol site ferme S2 $\sigma_{sol} = 1 \text{ bar}$

La profondeur d'ancrage : $D = 1.2 \text{ m}$.

II. Calcul des fondations:

D'après le **RPA 99 (article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action accidentelles suivantes :

- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $0.8G + E$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

- ✓ **ELU**: $1.35G + 1.5Q$
- ✓ **ELS**: $G + Q + 0.8T$

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol q_u d'un coefficient de sécurité de 2. Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau (VIII.1) : Les sollicitations à la base des poteaux HEB 360.

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
		$1.35G+1.5Q$	$G+Q+0.8T$
N_{max} (KN)	891.71	645.02	464.81
M_y (KN.m)	36.86	7.42	5.49
M_z (KN.m)	3.26	7.89	5.63
V_y (KN)	4.46	6.78	4.84
V_z (KN)	17.14	3.87	2.94

1) Pré dimensionnement de la semelle de poteau :

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($h \times b$), donc les semelles sont rectangulaire ($H \times B$).

h et b : dimension du poteau considéré (HEB 360).

H et B : dimension de la semelle.

h_1 : $d + c$, avec $c = 5$ cm. (Béton de propreté)

d : hauteur utile de la semelle est donnée par :

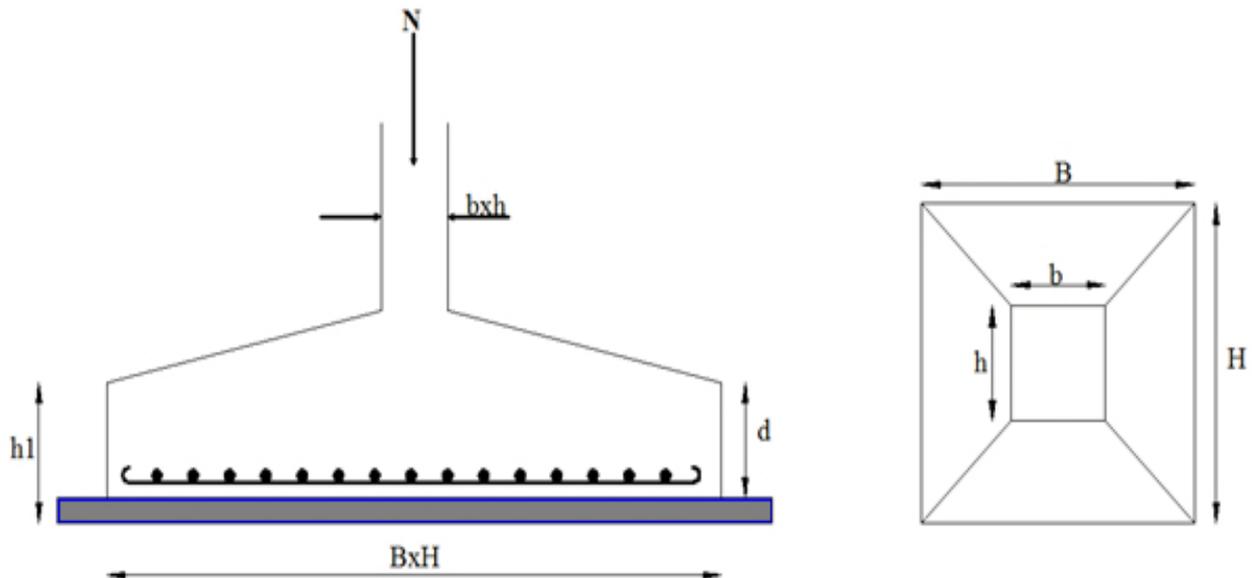


Figure (VIII.1): Dimensions de la semelle.

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL 91 -Chap 15.III-art 1.2}).$$

✓ **Critère de non poinçonnement:**

- $\sigma_M < 2 \sigma_{sol}$: Situation accidentelle.
- $\sigma_M < 1.33 \sigma_{sol}$: Situation durable.

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante :

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 1 \text{ bar.}$$

$$h = 58 \text{ cm.}$$

$$b = 50 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{H}{B} \Rightarrow H = 1.16 \cdot B$$

Avec:

h et b dimensions de la platine puisque les poteaux sont encastrés. (Voir chapitre 09 calcul des assemblages- pieds de poteau).

2) Dimensionnement de la semelle :

🚩 **Situation accidentelle :** $\sigma_M < 2 \sigma_{sol}$

$$\frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 2 \sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{H \times \left(\frac{h \times B}{b} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 2 \sigma_{sol}$$

$$-B^3 + 3.84B + 0.8 \leq 0 \text{ avec : } e_0 = \frac{36.86}{891.71} = 0.041 \text{ m.}$$

Après tâtonnement on trouve $B = 2.05 \text{ m}$

Soit : $B = 2 \text{ m.}$

$H = 1.16 \times 2 = 2.32 \text{ m.}$

Soit : $H = 2.3 \text{ m.}$

🚩 **Situation durable :** $\sigma_M < 1.33 \sigma_{sol}$

$$\frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{H \times \left(\frac{h \times B}{b}\right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{h \times B}{b}\right)}\right) \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

$$-B^3 + 5.77B + 0.328 \leq 0 \text{ avec : } e_0 = \frac{7.42}{645.02} = 0.011$$

Soit : $B = 2.4$ m

$$H = 1.16 \times 2.4 = 2.78 \text{ m.}$$

Soit : $H = 2.8$ m.

On choisit pour toutes les semelles $B = 2.4$ m et $H = 2.8$ m.

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.4-0.5}{4} \\ \frac{2.8-0.58}{4} \end{array} \right\}$$

$$d = 55 \text{ cm.}$$

$$h_1 = d + c = 60 \text{ cm.}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2.5 - 0.6 = 1.9 \text{ m}$$

- **Poids de la semelle:**

$$P = H \times B \times h_1 \times f_{c28}$$

$$P = 2.8 \times 2.4 \times 0.6 \times 25 = 100.8 \text{ KN}$$

- **Les moments à la base:**

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h_1 + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h_1 + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau (VIII.2) : Les sollicitations à la base de la semelle.

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
Nmax (KN)	992.51	645.02	464.81
Mby (KN.m)	79.71	17.09	12.84
Mbz (KN.m)	14.41	24.84	17.73
Vy (KN)	4.46	6.78	4.84
Vz (KN)	17.14	3.87	2.94

3) Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\text{Sens B : } \sigma_{max} = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) \leq \begin{cases} 2\sigma_{sol} \Rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1.33\sigma_{max} \Rightarrow \text{situation durable} \end{cases}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{H \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B}\right) \Rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N}$$

$$\text{Sens H : } \sigma_{max} = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H}\right) \leq \begin{cases} 2\sigma_{sol} \Rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1.33\sigma_{max} \Rightarrow \text{situation durable} \end{cases}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{H \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{H}\right) \Rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 100 = 200 \text{ KN/m}^2.$$

$$1.33 \times \sigma_{sol} = 1.33 \times 100 = 133 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau (VIII.3) : Vérification des contraintes dans le sol.

Cas de chargement		Sens	e ₀ (m)	σ _{max} (bar)	σ _{min} (bar)	σ _{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens H	0.08	1.73 < 2	1.22	1.6
		Sens B	0.014	1.52 < 2	1.42	1.49
Situation durable	ELU	Sens H	0.026	1.01 < 1.33	0.9	0.98
		Sens B	0.038	1.05 < 1.33	0.86	1
	ELS	Sens H	0.017	0.72 < 1.33	0.66	0.7
		Sens B	0.038	0.75 < 1.33	0.62	0.72

4) Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) :

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que :

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{B}{4} = \frac{2.4}{4} = 0.6 \rightarrow \text{sens } B \\ \frac{H}{4} = \frac{2.8}{4} = 0.7 \rightarrow \text{sens } H \end{cases}$$

Sens B : $e_0 = 0.014 < 0.6$

Sens H : $e_0 = 0.08 < 0.7$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

5) Détermination des armatures de la semelle:

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sens } B \\ e_0 < \frac{h}{6} \rightarrow \text{sens } H \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{B}{24} \\ e_0 < \frac{H}{24} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens } B$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{sens } H$$

Si l'une des deux conditions est vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1 .

$$M_1 = (4 \times B + 0.3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0.35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right) \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens } B$$

$$M_1 = (4 \times H + 0.3 \times h - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{H}{2} - 0.35 \times h}{\frac{H}{2} - e_0} \right) \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens } H$$

a) Situation accidentelle:

- **Armatures parallèles à H = 2.8 m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0.08 < \frac{0.58}{6} = 0.14 \\ e_0 = 0.08 < \frac{2.8}{24} = 0.116 \end{cases} \rightarrow \text{Calcul de } M_1.$$

$$M_1 = (4 \times 2.8 + 0.58 \times 0.3 - 9 \times 0.08) \left(\frac{\frac{2.8}{2} - 0.35 \times 0.58}{\frac{2.8}{2} - 0.08} \right) \frac{992.51}{27}$$

$$M_1 = 355.14 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0.9 \times d = 0.495 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{355 \times 10}{0.495 \times 400}$$

$$A_s = 17.93 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures parallèles à B=2,4 m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0.014 < \frac{0.5}{6} = 0.083 \\ e_0 = 0.014 < \frac{2.4}{24} = 0.1 \end{cases} \rightarrow \text{Calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2.4 + 0.3 \times 0.5 - 9 \times 0.014) \left(\frac{\frac{2.4}{2} - 0.35 \times 0.5}{\frac{2.4}{2} - 0.014} \right) \frac{992.51}{27}$$

$$M_1 = 156.27 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{156.27 \times 10}{0.495 \times 400} = 7.89 \text{ cm}^2.$$

b) Situation durable :

- **A l'ELU :**

- **Armatures parallèles à H = 2.8 m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0.026 < \frac{0.58}{6} = 0.096 \\ e_0 = 0.026 < \frac{2.8}{24} = 0.116 \end{cases} \rightarrow \text{Calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2.8 + 0.3 \times 0.58 - 0.9 \times 0.026) \left(\frac{\frac{2.8}{2} - 0.35 \times 0.58}{\frac{2.8}{2} - 0.026} \right) \frac{645.02}{27}$$

$$M_1 = 324.58 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 16.39 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures parallèle à B = 2.4 m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0.038 < \frac{0.5}{6} = 0.083 \\ e_0 = 0.038 < \frac{2.4}{24} = 0.1 \end{cases} \rightarrow \text{Calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2.4 + 0.3 \times 0.5 - 0.9 \times 0.038) \left(\frac{\frac{2.4}{2} - 0.35 \times 0.5}{\frac{2.4}{2} - 0.038} \right) \frac{645.02}{27}$$

$$M_1 = 444.43 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 22.44 \text{ cm}^2.$$

- **A l'ELS:**

- **Armatures parallèles à H = 2.8 m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0.017 < \frac{0.58}{6} = 0.096 \\ e_0 = 0.017 < \frac{2.8}{24} = 0.116 \end{cases} \rightarrow \text{Calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2.8 + 0.3 \times 0.58 - 0.9 \times 0.017) \left(\frac{\frac{2.8}{2} - 0.35 \times 0.58}{\frac{2.8}{2} - 0.017} \right) \frac{464.81}{27}$$

$$M_1 = 169.24 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 8.55 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures parallèles à B=2.4:**

$$\begin{cases} e_0 = 0.038 > \frac{0.5}{6} = 0.083 \\ e_0 = 0.038 > \frac{2.4}{24} = 0.1 \end{cases} \rightarrow \text{Calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2.4 + 0.3 \times 0.5 - 0.9 \times 0.038) \left(\frac{\frac{2.4}{2} - 0.35 \times 0.5}{\frac{2.4}{2} - 0.038} \right) \frac{464.81}{27}$$

$$M_1 = 147.54 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 7.45 \text{ cm}^2.$$

- c) **Condition de non fragilité :**

$$A_B^{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1 = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 2.4 \times 0.6$$

$$A_B^{min} = 17.38 \text{ cm}^2.$$

$$A_H^{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times H \times h_1 = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 2.8 \times 0.6$$

$$A_H^{min} = 20.28 \text{ cm}^2.$$

- d) **Dispositions constructives:**

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > H/4$ sens H et $l_s > B/4$ sens B)

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{tj}}$$

l_s : longueur de scellement.

$\Psi_s = 1.5 \rightarrow$ HA.

Selon H : $l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1} = 49.38 \text{ cm} < \frac{B}{4} = 60 \text{ cm}.$

Selon B : $l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1} = 49.38 \text{ cm} < \frac{H}{4} = 70 \text{ cm}.$

Les barres seront réalisées sans crochets.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau (VIII.4) : la section des armatures des semelles.

Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		A_{min} (cm ²)	Nombre de barre	A_s (cm ²)	l_s (cm)	S_t (cm)
		ELU	ELS					
A_s (// H)	17.93	16.39	8.55	20.28	14 HA 14	21.55	49.38	20
A_s (// B)	7.89	22.44	7.45	17.38	15 HA 14	23.09	49.38	16

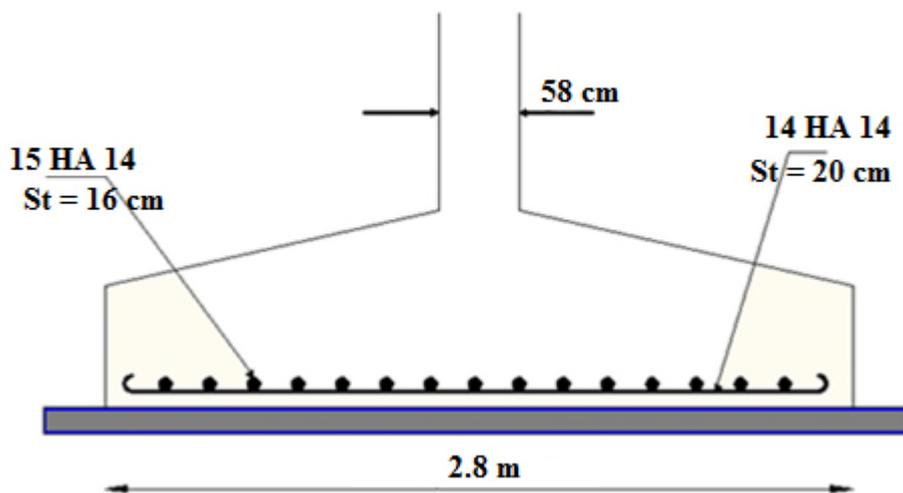


Figure (VIII.2) : Schéma de ferrailage de la semelle.

III. Calcul des longrines :

1. Introduction :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Elles sont soumises à des forces axiales de traction.

2. Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA99vs2003** sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S2 et S3

30 cm x 30 cm : sites de catégorie S4

Pour notre cas on opte pour des longrines de section : (25x30) cm².

3. Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction qui est égale à :

$$N_t = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20 \text{ KN.} \quad (\text{RPA99 V2003.art 10.1.1.b})$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

N_u^{max} : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$\alpha = 15$ (zone IIa, site S₂).

- ELU: $N_t = \left(\frac{645.02}{15} \right) = 43 \text{ KN.}$
- ELS: $N_t = \left(\frac{464.81}{15} \right) = 30.98 \text{ KN.}$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

- ELU: $A_s = \frac{43.45}{34.8} = 1.25 \text{ cm}^2.$
- ELS: $A_s = \frac{30.98}{20.1} = 1.54 \text{ cm}^2.$

$$A_{min} = 0.8 \% \cdot B \cdot H = 0.6 \times 10^{-2} \times 25 \times 30$$

$$A_{min} = 6 \text{ cm}^2.$$

Donc on ferraille avec A_{min}

Soit **6HA12**, avec $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$.

✓ Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_s \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{25 \times 30 \times 2.1}{400} = 5.51$$

$A_s = 6 \text{ cm}^2 > 5.51 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

✓ **Vérification de la flèche :**

$$q_s = \frac{464.81}{5.4} = 86.07 \text{ KN/ml.}$$

La plus grande portée est : $l = 5,4 \text{ m.}$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{540}{200} = 2.7 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{25 \times 30^3}{12} = 62500 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5 \times 86.07 \times 5.4^4}{384 \times 62500 \times 2.1} \leq f_{ad} = 2.7 \text{ cm.}$$

$f = 0.73 \text{ cm} < 2.9 \text{ cm.}$ la condition est vérifiée.

➤ **Armatures transversales :**

Soit des cadres de diamètre 8 mm dont l'espace est :

$$St < \min(20 \text{ cm}; 15\Phi) \Rightarrow St < (20 \text{ cm}, 15 \times 0.8) = 12 \text{ cm.}$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10 cm en zone nodale.

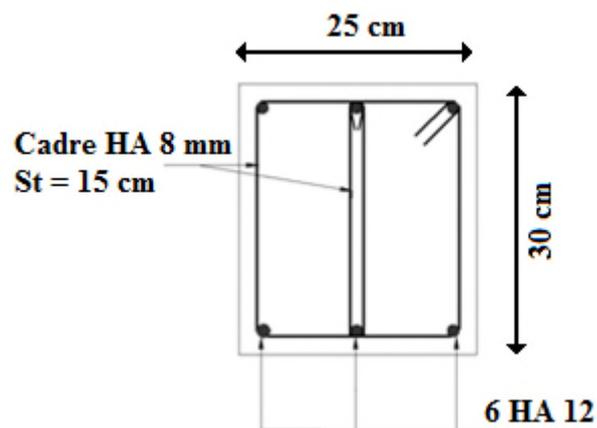


Figure (VIII.3) : Schéma de ferrailage des longrines.

4. Ferrailage des futs :

Les fondations sont ancrées à $D = 1.2 \text{ m}$; l'assemblage platine massif doit être au dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension $(68 \times 60) \text{ cm}^2$.

Le fût est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera calculé en flexion composé.

On calcul uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M. N .T)

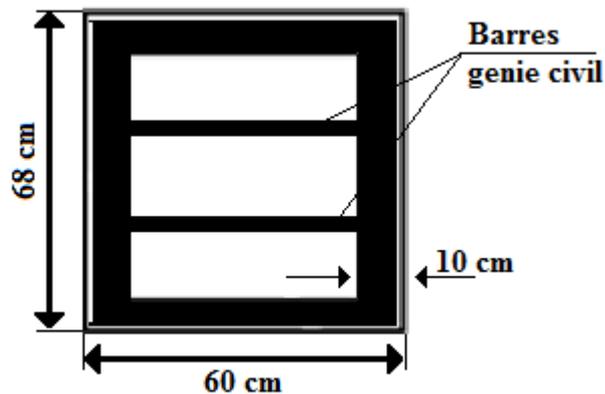


Figure (VIII.4): section du fut à ferrailer.

On a:

$$N_u = 645.02 \text{ KN}$$

$$M_u = 17.09 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{17.09}{645.02} = 0.026 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.68}{6} = 0.113 \text{ m.}$$

$e < \frac{h}{6}$ La section est entièrement comprimée.

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 17.09 + 645.02 \cdot \left(0.63 - \frac{0.68}{2} \right) = 204.14 \text{ KN.m}$$

$$N_u \cdot (d - d') - M_{uA} = 645.02 \cdot (0.63 - 0.05) - 204.14 = 169.97 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$(0.5 \cdot d - d') \times b \times h \times f_{bu} = (0.5 \cdot 0.63 - 0.05) \times 0.6 \times 0.68 \times 14.16 \cdot 10^3 = 1530.97 \text{ KN.m} \dots \dots (2)$$

$$(2) > (1) \Rightarrow A = 0$$

$$A' = \frac{N_u - \Psi b h f_{bu}}{f_{st}}$$

$$\Psi = 0.5$$

$$A' = - 64.7 \text{ cm}^2.$$

$A' < 0 \Rightarrow$ le ferrailage se fera avec A_{min}

Selon RPA99/2003 (art 7.4.2.1) la section minimale d'armature longitudinale est :

$$A_{min} = 0.8 \% \cdot b \times h = 32.64 \text{ cm}^2.$$

Le choix de la section est : $A_{min} = \mathbf{20 HA16} \Rightarrow A_s^{min} = 40.21 \text{ cm}^2.$

🚧 Armatures transversales :

Soit 03 cadres $\Phi 10$ et dont l'espacement max est donné par le RPA.

$$S_t \leq 15 \Phi = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 20 \text{ cm.}$$

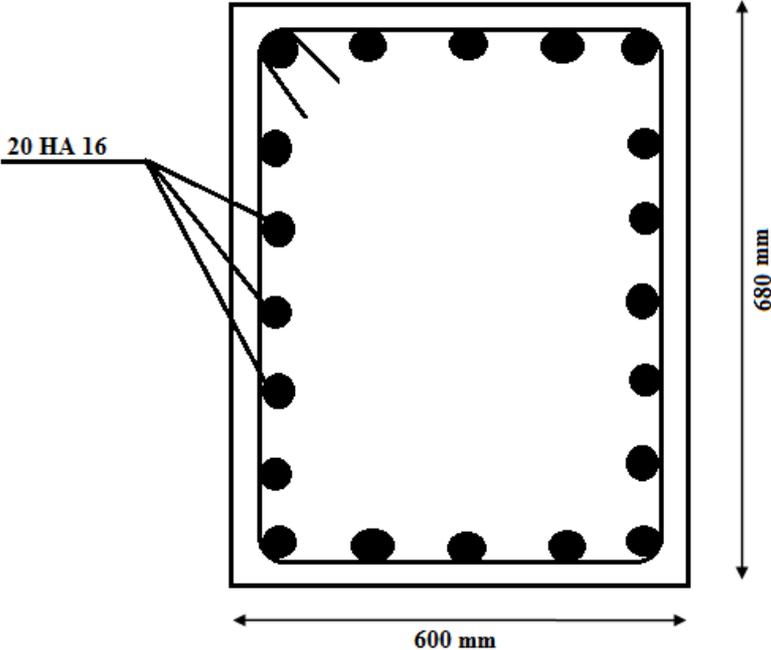


Figure (VIII.5): Schéma de ferrailage des futs.

Conclusion

Les structures en construction métallique, présentent en général de nombreux avantages à savoir la bonne tenue au séisme du fait de la ductilité de l'acier, l'industrialisation totale, des possibilités architecturales plus étendues par rapport au béton et la possibilité du transport en raison de sa légèreté.

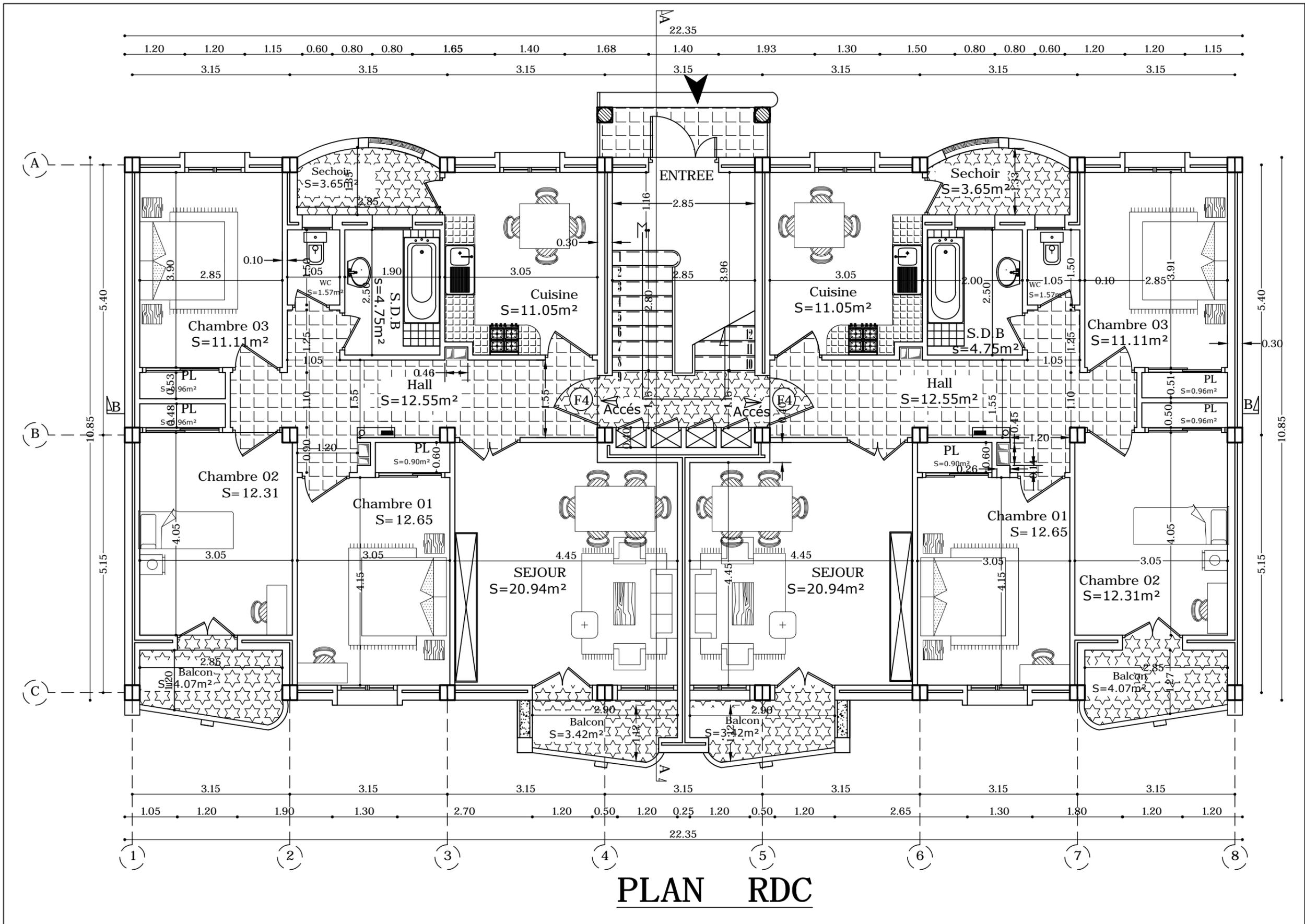
Le bâtiment sur lequel on a réalisé notre étude présente certains avantages à savoir la régularité en plan et en élévation. Il comporte des systèmes de contreventements en X et en V qui permettent d'augmenter sa rigidité structurale. Ces qualités lui permettent d'offrir un bon comportement face au séisme.

A travers l'étude de ce projet nous avons trouvé divers cas qui ont enrichi nos connaissances dans le domaine de la construction métallique, ces cas nous ont obligés de faire des recherches par fois et d'autre fois à l'aide du travail en groupe avec des personnes expérimentés soit en université ou dans les bureaux d'étude qui nous ont élargi nos connaissances dans le domaine de la réalisation.

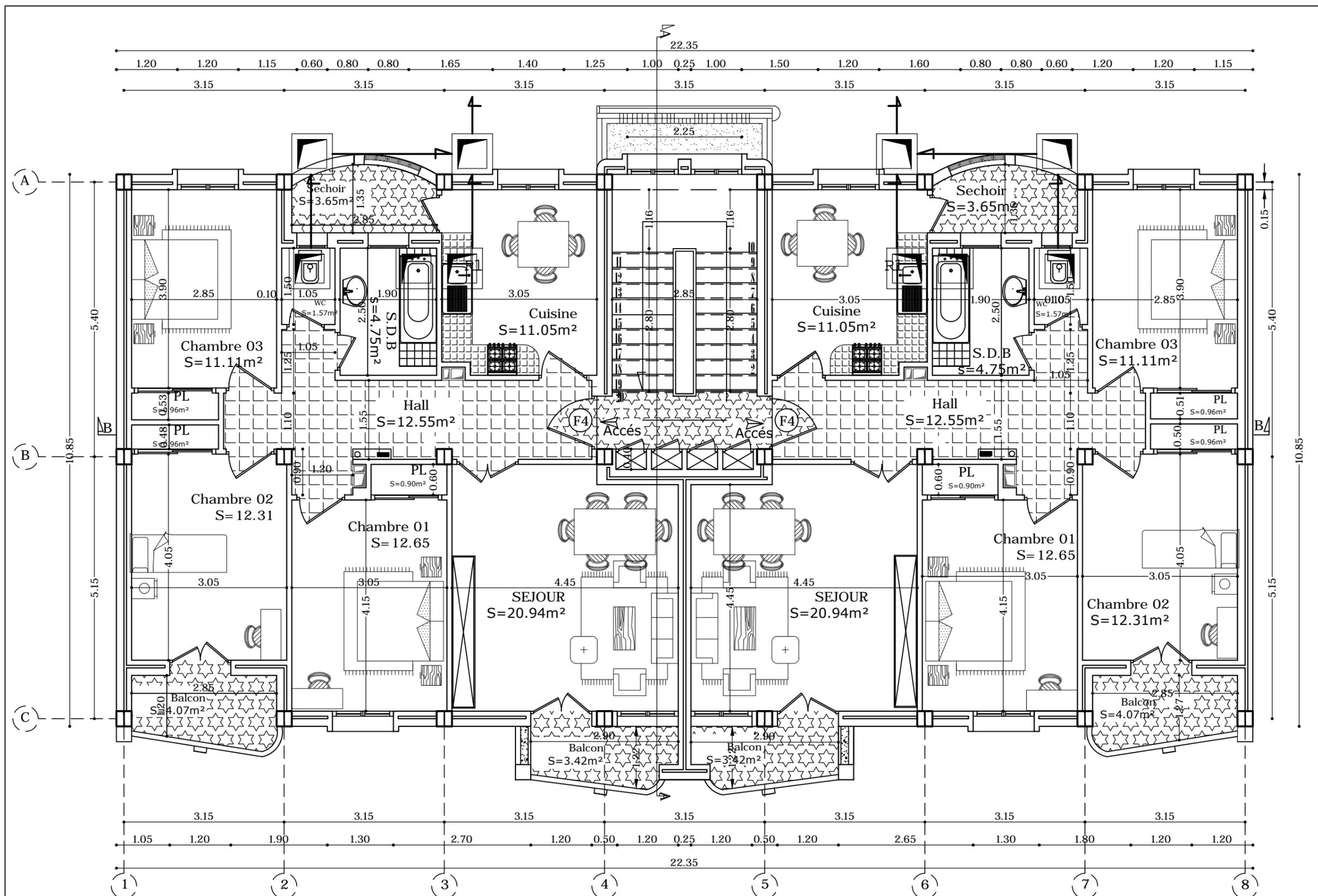
Ainsi que cette étude a été une bonne occasion d'apprendre à utiliser différents logiciels de calcul et de dessin, ces logiciels deviennent aujourd'hui une nécessité qui réduit le temps d'étude est l'exécution avec une possibilité de modification très rapide et une bonne précision.

Nous avons aussi élargi notre connaissance dans l'application des nouveaux règlements de calcul (Les Euro codes, DTR, RNV, RPA....etc.).

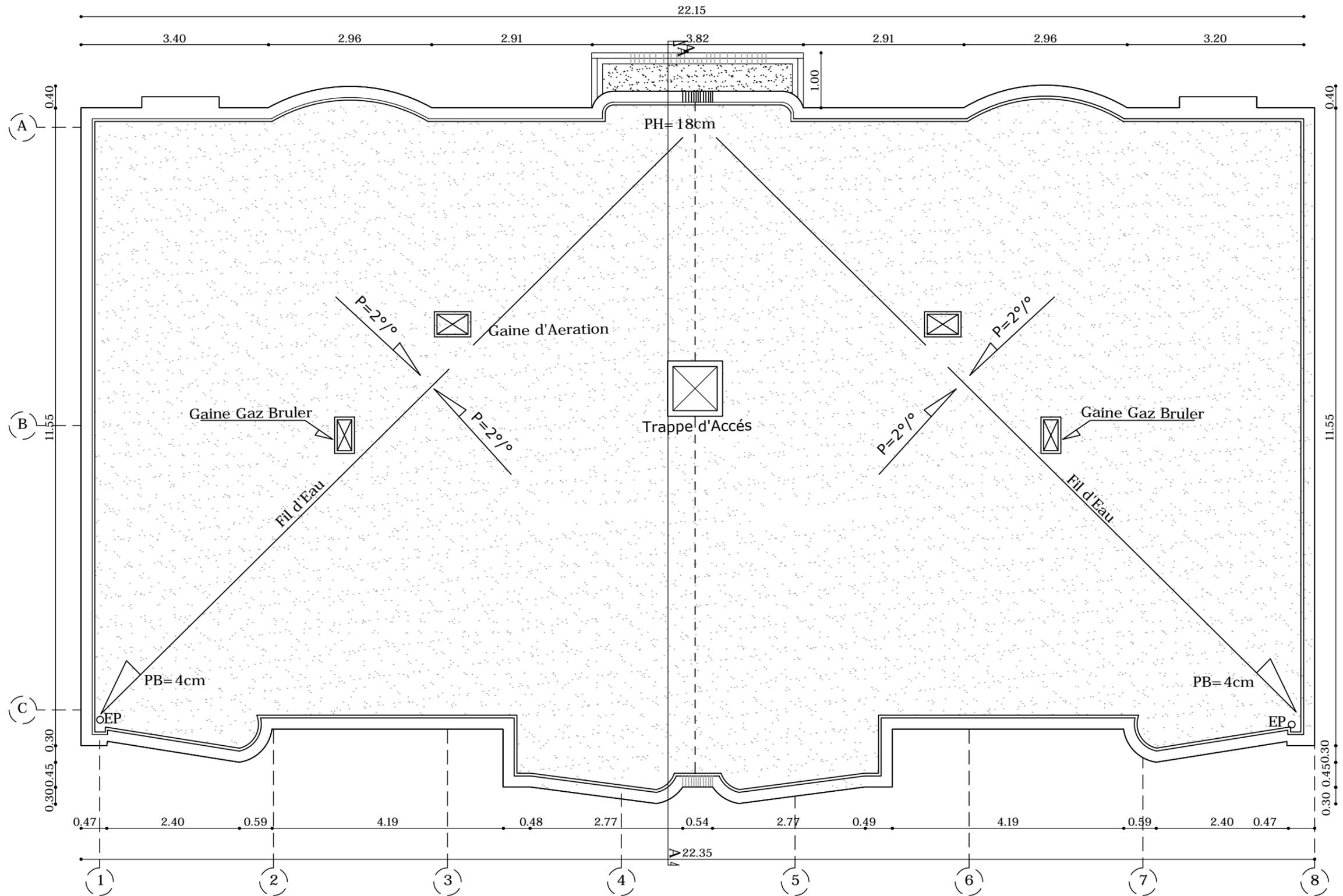
Enfin, nous espérons que ce projet qui présente pour nous une première expérience pratique dans l'étude aidera les futurs ingénieurs dans leur projet de fin d'études.



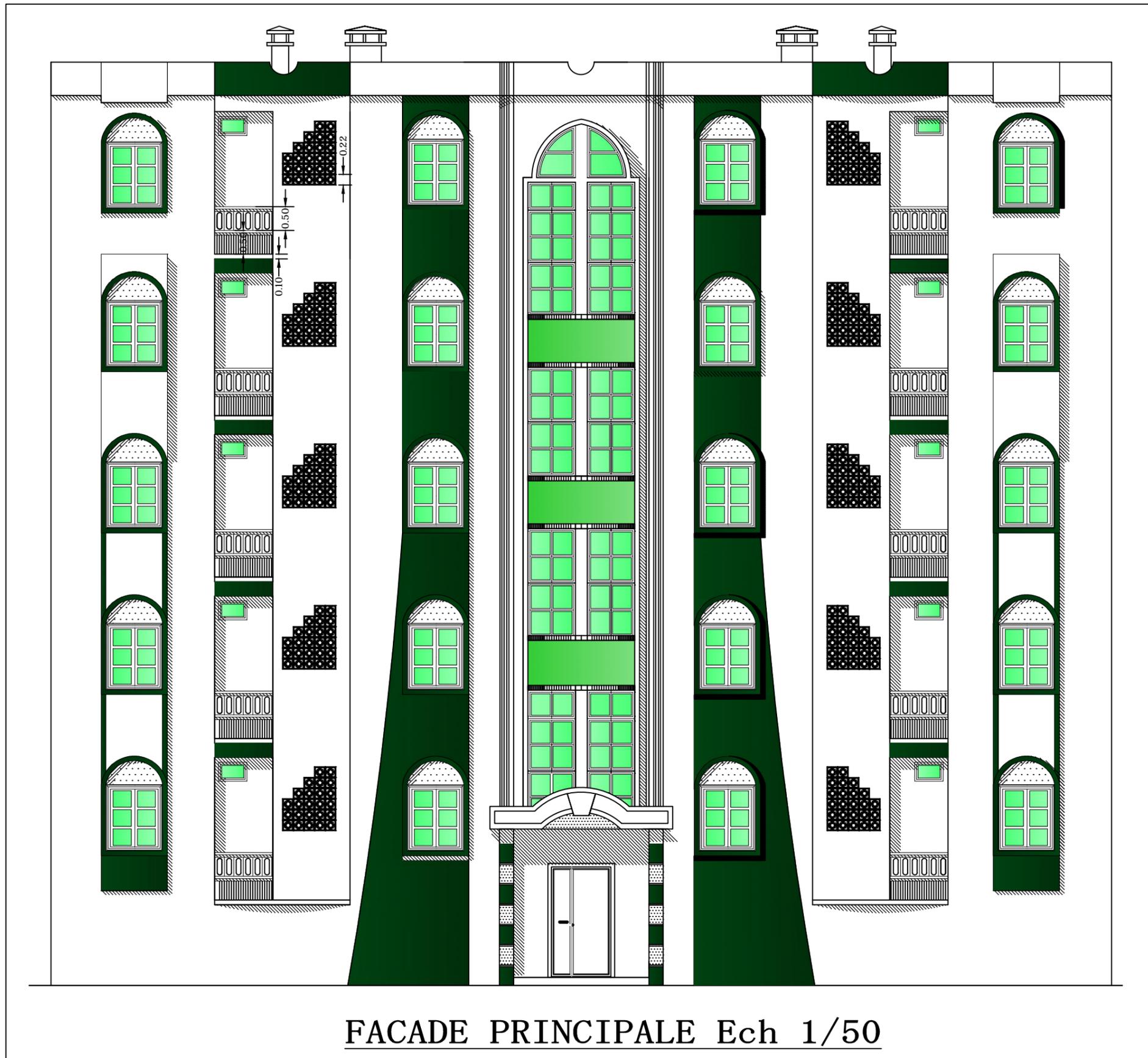
PLAN RDC



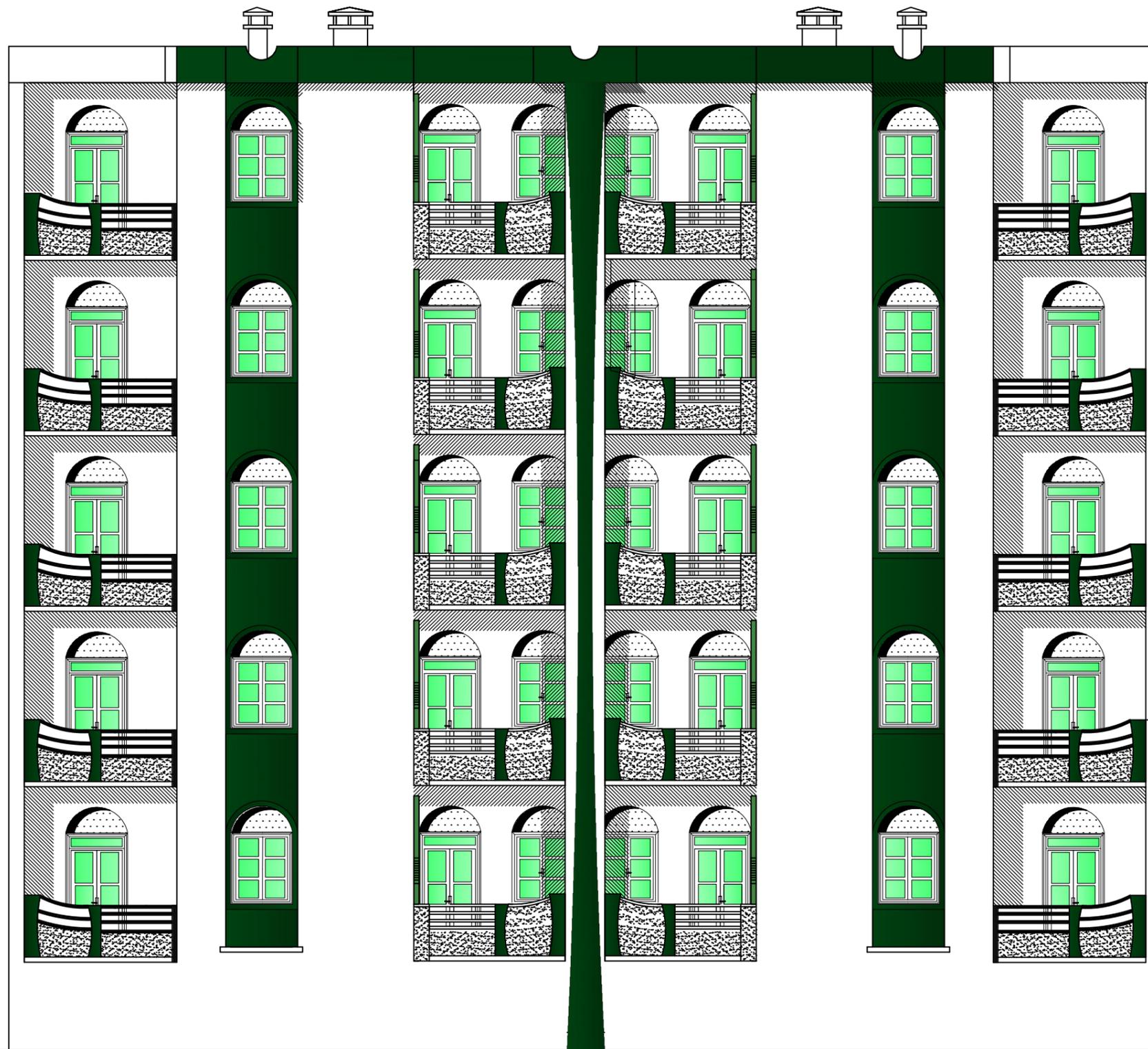
PLAN ETAGE COURANT 01 à 04 Ech1/50



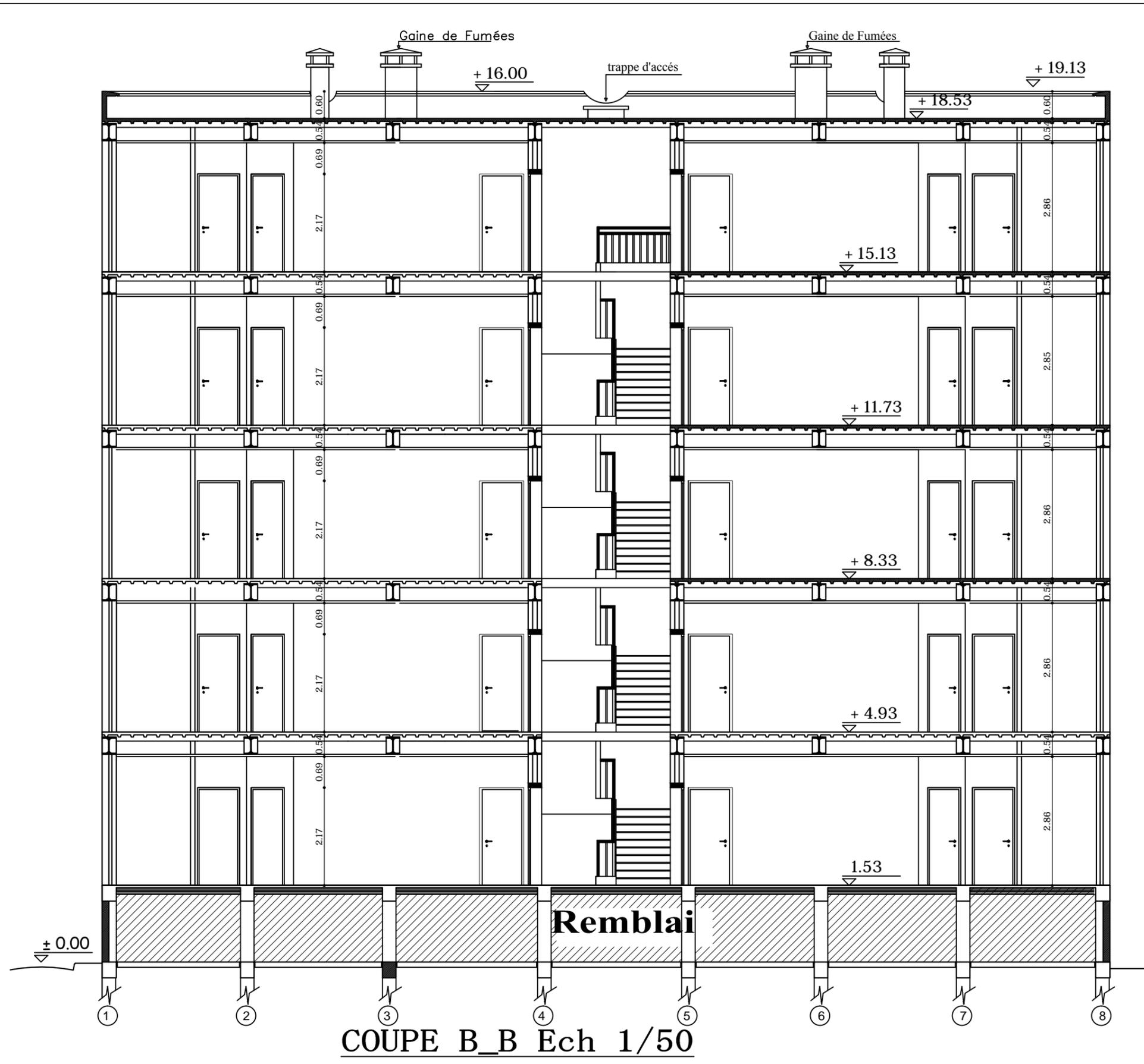
PLAN TOITURE Ech 1/50



FACADE PRINCIPALE Ech 1/50



FACADE POSTERIEURE Ech 1/50



FICHE TECHNIQUE

90 logement TYPE F-4

REZ DE CHAUSSEE

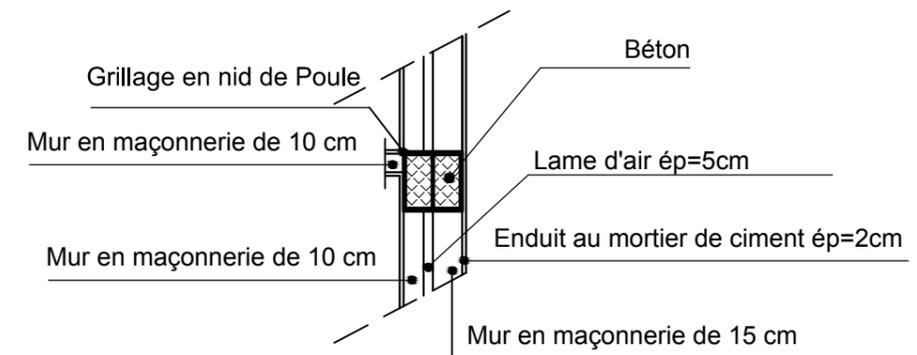
Désignation	Surfaces Projetées	
	Surface (M ²)	
	Habitable	Utile
Séjour	20,08	
Cuisine	10,40	
Chambre 01	11,22	
Chambre 02	12,31	
Chambre 03	12,59	
Rangement	02,25	
S.D.B	05,76	
W.C	01,57	
Hall	12,90	
Séchoir	//	3,65
Balcon	//	7,49
TOTAL	89,08	100,55

FICHE TECHNIQUE

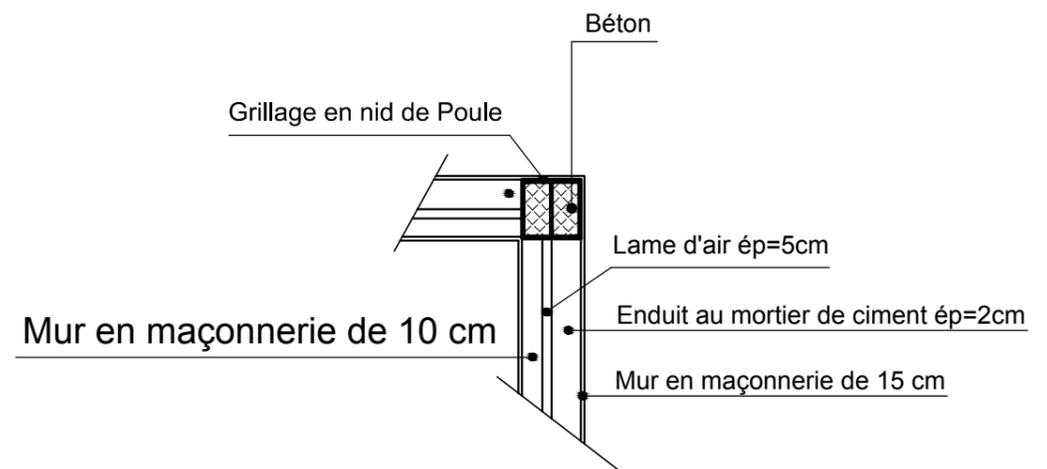
90 logement TYPE F-4

ETAGE

Désignation	Surfaces Projetées	
	Surface (M ²)	
	Habitable	Utile
Séjour	20,08	
Cuisine	10,40	
Chambre 01	11,22	
Chambre 02	12,31	
Chambre 03	12,59	
Rangement	02,25	
S.D.B	05,76	
W.C	01,57	
Hall	12,90	
Séchoir	//	3,65
Balcon	//	7,49
TOTAL	89,08	100,50
S.TOTAL 90 logts	8017,20	9045,00



DETAIL N° 02



DETAIL N° 01

Bibliographie

- Règlement Neige et Vent : Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Ministère de l'habitat, 1999.
- Règles Parasismiques Algériennes : RPA 99/version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, 2003.
- Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode03.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.
- Règles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de Logement, 1992.
- Calcul des Ouvrages en Béton Armé. M. Belazougui. Office des publications universitaires, 1986.
- Règles de conception et de calculs des structures en béton armé C.B.A 93, DTR B-C 2.4, Ministère de l'habitat.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

Annexes

Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)

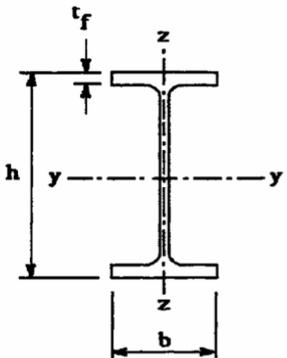
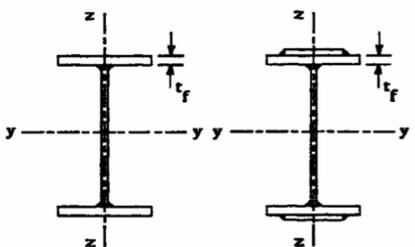
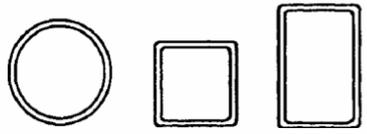
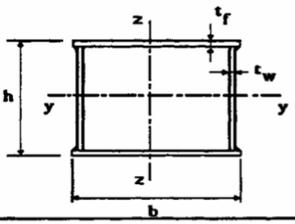
Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexes

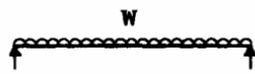
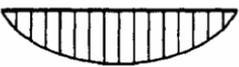
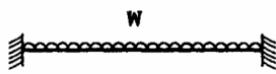
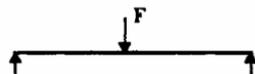
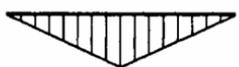
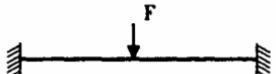
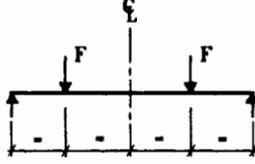
Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Annexes

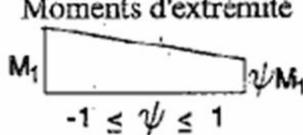
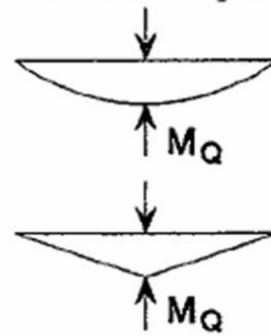
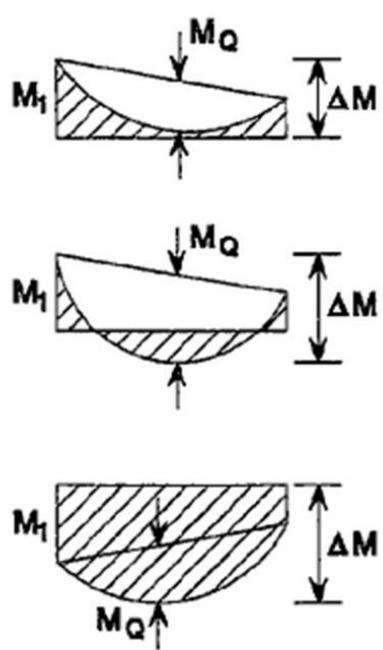
Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
<p>Sections en I laminées</p> 	<p>$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$</p> <p>$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$</p>	<p>y - y z - z</p> <p>y - y z - z</p>	<p>a b</p> <p>b c</p>
	<p>$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$</p> <p>$t_f > 100 \text{ mm}$</p>	<p>y - y z - z</p> <p>y - y z - z</p>	<p>b c</p> <p>d d</p>
<p>Sections en I soudées</p> 	<p>$t_f \leq 40 \text{ mm}$</p> <p>$t_f > 40 \text{ mm}$</p>	<p>y - y z - z</p> <p>y - y z - z</p>	<p>b c</p> <p>c d</p>
<p>Sections creuses</p> 	<p>laminées à chaud</p> <p>formées à froid - en utilisant f_{yb} *)</p> <p>formées à froid - en utilisant f_{ya} *)</p>	<p>quel qu'il soit</p> <p>quel qu'il soit</p> <p>quel qu'il soit</p>	<p>a</p> <p>b</p> <p>c</p>
<p>Caissons soudés</p> 	<p>d'une manière générale (sauf ci-dessous)</p> <p>Soudures épaisses et</p> <p>$b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$</p>	<p>quel qu'il soit</p> <p>y - y z - z</p>	<p>b</p> <p>c c</p>
<p>Sections en U, L, T et sections pleines</p> 		<p>quel qu'il soit</p>	<p>c</p>
<p>*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2</p>			

Annexes

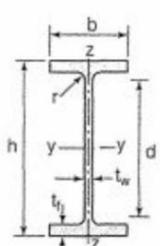
Tableau F.1.2 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Annexes

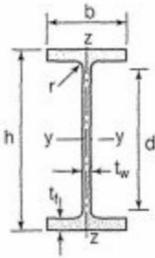
Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = Max M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ max M + min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

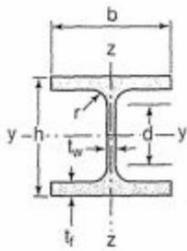
Annexes

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
IPE		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7	
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5	
IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8	
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

Annexes

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques											
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034										
		Caractéristiques de calcul									
I_x		I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J
I_y		$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
cm ⁴		cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32
IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87
IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42

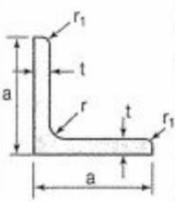
Annexes

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	
	h	b	a	e	r	h ₁	P	A	
	h	b	t _w	t _f	r	d	P	A	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	
	HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2
	HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3
	HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4
	HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8
	HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3
	HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8
	HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3
	HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8
	HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8
	HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3
	HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5
	HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4
	HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5
	HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8
	HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0
	HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0
HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5	
HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8	
HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5	
HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6	
HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5	
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8	
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5	
HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	346,8	

Annexes

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
HEA (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	
	HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24
	HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99
	HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	55,6	3,52	84,8	24,8	8,13
	HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19
	HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80
	HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98
	HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46
	HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55
	HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37
	HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10
	HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17
	HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97
	HEA 340	27693,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20
	HEA 360	33089,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82
	HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04
	HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76
HEA 500	86974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27	
HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	148,9	351,54	
HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81	
HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30	
HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89	
HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87	
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77	
HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41	

Annexes

7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS		d'après doc. OTUA											
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.												
CORNIÈRES À AILES ÉGALES		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul				
									Axe yy = Axe zz				
		a	a	e	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y	
		a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _y = I _z	W _{el,y} = W _{el,z}	i _y = i _z	
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59		
L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75		
L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74		
L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72		
L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90		
L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90		
L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89		
L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88		
L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06		
L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05		
L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04		
L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22		
L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21		
L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20		
L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19		
L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38		
L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37		
L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35		
L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35		
L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34		
L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54		
L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54		
L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51		
L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50		
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49		
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48		
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66		

Annexes

Laminées marchands usuels												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
					Axe yy = Axe zz							
a		a	e	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y	
a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _y = I _z	W _{el,y} = W _{el,z}	i _y = i _z		
mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm		
CORNIÈRES À AILES ÉGALES (suite)	L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86
	L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84
	L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82
	L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81
	L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80
	L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75
	L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99
	L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98
	L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97
	L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96
	L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94
	L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16
	L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13
	L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12
	L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10
	L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32
	L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29
	L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28
	L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27
	L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25
	L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49
	L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45
	L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44
	L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44
	L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43
	L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41
	L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76
	L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75
	L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74
	L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72	
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71	
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70	

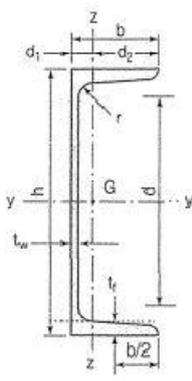
Annexes

Poutrelles											
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.										
UAP											
	Profils	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A	d ₁	d ₂ = v _y
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A	d ₁	d ₂ = v _z
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UAP 80	80	45	5,0	8,0	8,0	48	8,38	10,67	1,61	2,89
	UAP 100	100	50	5,5	8,5	8,5	66	10,50	13,38	1,70	3,30
	UAP 130	130	55	6,0	9,5	9,5	92	13,74	17,50	1,77	3,73
	UAP 150	150	65	7,0	10,3	10,3	109	17,93	22,84	2,05	4,45
	UAP 175	175	70	7,5	10,8	10,8	132	21,24	27,06	2,12	4,88
UAP 200	200	75	8,0	11,5	11,5	154	25,10	31,98	2,22	5,28	
UAP 220	220	80	8,0	12,5	12,5	170	28,47	36,27	2,40	5,60	
UAP 250	250	85	9,0	13,5	13,5	196	34,38	43,80	2,45	6,05	
UAP 300	300	100	9,5	16,0	16,0	236	45,97	58,56	2,96	7,04	

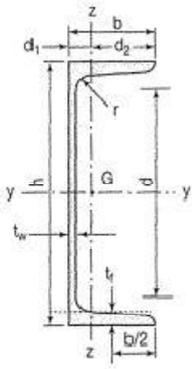
Annexes

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-255 Tolérances : NF A 45-255											
UAP (suite)												
	Profils	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
	UAP 80	107,13	26,78	3,17	31,87	4,51	21,33	7,38	1,41	13,70	7,20	1,90
	UAP 100	209,50	41,90	3,96	49,59	6,07	32,83	9,95	1,57	18,54	8,50	2,65
	UAP 130	459,56	70,70	5,12	83,51	8,52	51,34	13,78	1,71	25,64	10,45	4,15
	UAP 150	796,06	106,14	5,90	125,27	11,28	93,25	20,97	2,02	38,91	13,33	6,51
	UAP 175	1269,99	145,14	6,85	171,47	13,97	126,36	25,92	2,16	47,62	15,05	8,43
	UAP 200	1945,85	194,59	7,80	230,12	16,97	169,69	32,13	2,30	58,49	17,25	11,24
	UAP 220	2709,93	246,36	8,64	289,90	18,83	222,31	39,68	2,48	72,78	20,00	14,40
UAP 250	4136,42	330,91	9,72	391,76	23,89	295,44	48,87	2,60	87,94	22,95	20,38	
UAP 300	8170,18	544,68	11,81	639,31	30,64	562,07	79,68	3,10	146,23	32,00	36,30	

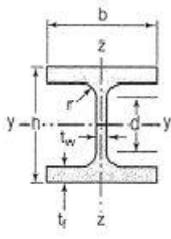
Annexes

Poutrelles												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
UPN									Inclinaison des ailes : $h \leq 300$: 8 % $h > 300$: 5 %			
	Profils	Dimensions							Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		h	b	a	e	r	r ₁	h ₁	P	A	d ₁	d ₂ = v _y
		h	b	t _w	t _f	r	r ₁	d	P	A	d ₁	d ₂ = v _z
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	4,00	47	8,7	11,0	1,45	3,05
	UPN 100	100	50	6,0	8,5	8,5	4,50	64	10,6	13,5	1,55	3,45
	UPN 120	120	55	7,0	9,0	9,0	4,50	82	13,3	17,0	1,61	3,89
	UPN 140	140	60	7,0	10,0	10,0	5,00	98	16,0	20,4	1,76	4,24
	UPN 160	160	65	7,5	10,5	10,5	5,50	116	18,9	24,0	1,84	4,66
	UPN 180	180	70	8,0	11,0	11,0	6,00	133	21,9	27,9	1,92	5,08
	UPN 200	200	75	8,5	11,5	11,5	6,50	151	25,2	32,2	2,01	5,49
	UPN 220	220	80	9,0	12,5	12,5	6,50	167	29,4	37,4	2,14	5,86
UPN 240	240	85	9,5	13,0	13,0	7,00	185	33,2	42,3	2,23	6,27	
UPN 260	260	90	10,0	14,0	14,0	7,50	201	37,9	48,3	2,36	6,64	
UPN 280	280	95	10,0	15,0	15,0	8,00	216	41,9	53,4	2,53	6,97	
UPN 300	300	100	10,0	16,0	16,0	8,00	231	46,1	58,8	2,70	7,30	

Annexes

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques											
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-202 Tolérances : NF A 45-210										
UPN (suite)	 <p>Inclinaison des ailes : $h \leq 300$: 8 % $h > 300$: 5 %</p>										
	Profils	Caractéristiques de calcul									Moment d'inertie de torsion J
		I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴
	UPN 80	106	26,5	3,1	31,8	5,10	19,4	6,4	1,33	12,1	2,16
	UPN 100	206	41,2	3,9	49,0	6,46	29,3	8,5	1,47	16,2	2,81
	UPN 120	364	60,7	4,6	72,6	8,80	43,2	11,1	1,59	21,2	4,15
	UPN 140	605	86,4	5,5	103,0	10,41	62,7	14,8	1,75	28,3	5,68
	UPN 160	925	116,0	6,2	138,0	12,60	85,3	18,3	1,89	35,2	7,39
	UPN 180	1350	150,0	7,0	179,0	15,09	114,0	22,4	2,02	42,9	9,55
	UPN 200	1910	191,0	7,7	228,0	17,71	148,0	27,0	2,14	51,8	11,90
	UPN 220	2690	245,0	8,5	292,0	20,62	197,0	33,6	2,30	64,1	16,00
UPN 240	3600	300,0	9,2	358,0	23,71	248,0	39,6	2,42	75,7	19,70	
UPN 260	4820	371,0	10,0	442,0	27,12	317,0	47,7	2,56	91,6	25,50	
UPN 280	6280	448,0	10,9	532,0	29,28	399,0	57,2	2,74	109,0	31,00	
UPN 300	8030	535,0	11,7	632,0	31,77	495,0	67,8	2,90	130,0	37,40	

Annexes

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
HEB		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _r	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	HEB 100	100	100	6,0	10	12	56	20,4	26,0
	HEB 120	120	120	6,5	11	12	74	26,7	34,0
	HEB 140	140	140	7,0	12	12	92	33,7	43,0
	HEB 160	160	160	8,0	13	15	104	42,6	54,3
	HEB 180	180	180	8,5	14	15	122	51,2	65,3
	HEB 200	200	200	9,0	15	18	134	61,3	78,1
	HEB 220	220	220	9,5	16	18	152	71,5	91,0
	HEB 240	240	240	10,0	17	21	164	83,2	106,0
	HEB 260	260	260	10,0	17,5	24	177	93,0	118,4
	HEB 280	280	280	10,5	18	24	196	103,1	131,4
	HEB 300	300	300	11,0	19	27	208	117,0	149,1
	HEB 320	320	300	11,5	20,5	27	225	126,7	161,3
	HEB 340	340	300	12,0	21,5	27	243	134,2	170,9
	HEB 360	360	300	12,5	22,5	27	261	141,8	180,6
	HEB 400	400	300	13,5	24	27	298	155,3	197,8
	HEB 450	450	300	14,0	26	27	344	171,1	218,0
HEB 500	500	300	14,5	28	27	390	187,3	238,6	
HEB 550	550	300	15,0	29	27	438	199,4	254,1	
HEB 600	600	300	15,5	30	27	486	211,9	270,0	
HEB 650	650	300	16,0	31	27	534	224,8	286,3	
HEB 700	700	300	17,0	32	27	582	240,5	306,4	
HEB 800	800	300	17,5	33	30	674	262,3	334,2	
HEB 900	900	300	18,5	35	30	770	291,5	371,3	
HEB 1000	1000	300	19,0	36	30	868	314,0	400,0	

Annexes

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
HEB (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{yz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{yy}	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	
	HEB 100	449,5	89,9	4,16	104,2	9,0	167,2	33,4	2,53	51,4	21,1	9,25
	HEB 120	864,4	144,1	5,04	165,2	11,0	317,4	62,9	3,06	81,0	27,6	13,84
	HEB 140	1509,2	215,6	5,93	245,4	13,1	549,5	78,5	3,58	119,8	34,9	20,06
	HEB 160	2492,0	311,5	6,78	354,0	17,6	889,0	111,1	4,05	170,0	43,4	31,24
	HEB 180	3831,1	425,7	7,66	481,4	20,2	1362,5	151,4	4,57	231,0	52,4	42,16
	HEB 200	5696,2	569,6	8,54	642,5	24,8	2002,9	200,3	5,06	305,8	62,4	59,28
	HEB 220	8091,0	735,5	9,43	827,0	27,9	2842,7	258,4	5,59	393,9	73,0	76,57
	HEB 240	11259,3	938,3	10,31	1053,1	33,2	3921,9	326,8	6,08	498,4	84,7	102,69
	HEB 260	14919,4	1147,6	11,22	1282,9	37,6	5134,0	394,9	6,58	602,2	94,4	123,78
	HEB 280	19270,3	1376,4	12,11	1534,4	41,1	6593,7	471,0	7,08	717,6	104,4	143,72
	HEB 300	25165,7	1677,7	12,99	1868,7	47,4	8562,1	570,8	7,58	870,1	118,2	185,05
	HEB 320	30823,5	1926,5	13,82	2149,2	51,8	9237,7	615,8	7,57	939,1	127,4	225,07
	HEB 340	36656,4	2156,3	14,65	2408,1	56,1	9688,5	645,9	7,53	985,7	133,7	257,20
	HEB 360	43193,5	2399,6	15,46	2683,0	60,6	10139,4	676,0	7,49	1032,5	139,9	292,45
	HEB 400	57680,5	2884,0	17,08	3231,7	70,0	10816,5	721,1	7,40	1104,0	149,5	355,75
	HEB 450	79887,6	3550,6	19,14	3982,4	79,7	11718,4	781,2	7,33	1197,7	161,7	440,48
	HEB 500	107175,8	4287,0	21,19	4814,6	89,8	12620,6	814,4	7,27	1291,6	174,0	538,44
	HEB 550	136690,9	4970,6	23,20	5590,6	100,1	13073,2	871,5	7,17	1341,1	180,3	600,33
	HEB 600	171041,1	5701,4	25,17	6425,1	110,8	13526,1	901,7	7,08	1391,1	186,6	667,18
	HEB 650	210616,1	6480,5	27,12	7319,9	122,0	13979,4	932,0	6,99	1441,4	192,9	739,20
HEB 700	256888,4	7339,7	28,98	8327,1	137,1	14435,4	962,4	6,86	1495,0	199,5	830,94	
HEB 800	359083,6	8977,1	32,78	10228,7	161,8	14896,9	993,1	6,68	1553,1	206,3	946,02	
HEB 900	494064,7	10979,2	36,48	12584,1	188,8	15808,0	1053,9	6,53	1658,3	219,0	1137,47	
HEB 1000	644748,3	12895,0	40,15	14855,1	212,5	16267,3	1084,5	6,38	1716,3	225,3	1254,42	

Rapport de sol

Groupement d'intervention et de réserves à Rmila

Rapport N°
20/2011

V. Conclusion :

Le terrain devant recevoir le projet est constitué, selon la carte géologique de Sidi Aich, par des marnes du miocène, sur lesquelles viennent se déposer les alluvions anciennes de la plaine de Oued Rmila. Les données des sondages confirment cette lithologie, ces alluvions sont constituées par des argiles, marnes, sables et cailloutis, avec une épaisseur importante.

L'analyse des résultats de laboratoire montre que le sol est inorganique, faiblement marneux et plastique à très plastique. La saturation oscille entre 76 à 100%, indiquant un sol humide à saturé. Les résultats oedométriques révèlent un sol gonflant à peu gonflant et moyennement compressible. Et assez compressible à l'endroit de cédibitorium.

Les analyses chimiques montrent une agressivité nulle vis-à-vis du béton.

L'analyse des résultats des essais au pénétromètre dynamique réalisés, montre que le sol en place est hétérogène sur toute la surface. Le taux de travail est faible à moyen. Le refus enregistré par certain point, correspond aux faux refus, dû essentiellement à la présence parfois de galets, gravier et cailloux dans le sol (alluvions). Ainsi, ces résultats montrent que la partie du terrain réservée pour la cuisine et la salle omnisport est caractérisée par une très faible portance.

De ce fait, nous suggérons ce qui suit :

1. Prévoir des fondations superficielles.
2. Les fondations de chaque ouvrage doivent différemment être ancrées comme suit :
 - Un ancrage de **1.20m** de profondeur pour le cédibitorium, avec un taux de travail de **1.0bar**. Ce taux peut être majoré à **1.2bar** pour un ancrage de **1.50m**. Sachant qu'à cet endroit, les résultats des essais oedométriques révèle que le sol en place est assez compressible.
 - Un ancrage de **1.80m** de profondeur pour la salle omnisport, avec un taux de travail de **1.0bar**.
 - Un ancrage de **1.20m** de profondeur, pour les logements avec un taux de travail de **1.0bar**. Pour un ancrage de **1.50m** la contrainte est estimée à **1.2bar**.
 - Pour la cuisine, des résultats sont très faibles, voir **0.3bar** jusqu'à **7.0m** de profondeur. Il y a lieu de changer l'implantation de cet ouvrage.
 - **1.20m** de profondeur pour le reste des ouvrages. La contrainte à appliquer est de **1.2bar**.

Par ailleurs, ces sols argileux et marneux sont très sensibles à l'eau, il est préconisé de prendre en considération l'écoulement des eaux pluviales, de manière à ce qu'ils évitent le périmètre bâti, en procédant à leur drainage et une étanchéité autour de chaque ouvrage.