

République algérienne démocratique et populaire

*Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique*

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

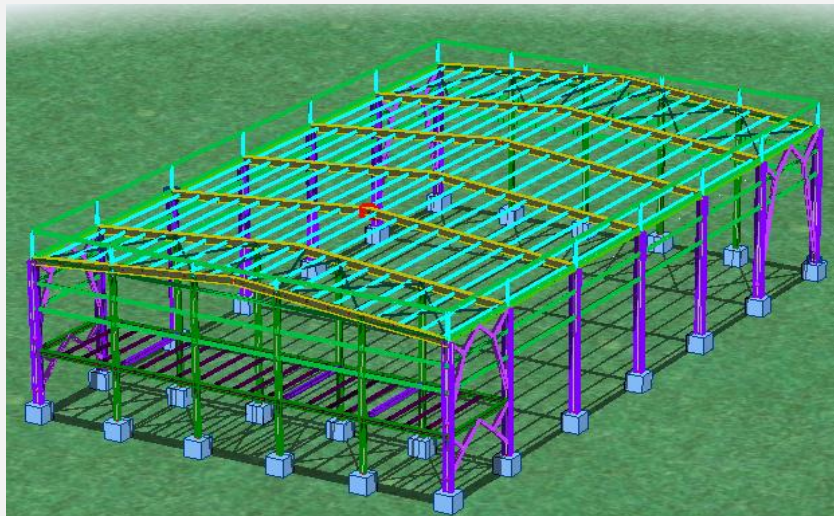
mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat en Génie Civil

Option: C.C.I

THEME

**Etude d'une salle
Omnisport en charpente
métallique**



Présenté par :

*Mr: SADI SAMIR
Mr: MARAR MALIK*

Encadré par :

Mr: MISSOUM DJAMEL

Promotion : 2011/2012

Remerciement

*Nous tenons à remercier tout le corps enseignant de
l'université MOULOUD MAMMERY et tous ceux qui ont contribué à
notre formation.*

On tient à remercier cordialement notre promoteur

M^r MISSOUM DJAMEL

pour ces appréciations compétentes.

*Enfin, à nos parents qui nous aidé et soutenus pendant nos études.
Toute notre affection.*

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mon père.

A ma mère.

*A mon grand-père que la miséricordieux et
le vaste paradis de bon Dieu lui accordés.*

A ma famille.

A mes frères et sœurs.

Ainsi que tous mes amis et proches.

SADI Samir

Je dédie ce modeste travail

A mon père.

A ma mère.

A ma famille.

A mes frères et sœurs.

Ainsi que tous mes amis et proches.

MARAR Malik

SOMMAIRE

INTRODUCTION	1
CHAPITRE I : GENERALITE	3
CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE	8
CHAPITRE III : CALCUL DES OSSATURES SECONDAIRES	27
CHAPITRE IV : CALCUL DU PLANCHER COLLABORANT	57
CHAPITRE V : CALCUL DE L'ESCALIER BALANCE	66
CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE	79
CHAPITRE VII : CALCUL DES PORTIQUES	84
CHAPITRE VII : CALCUL DES ASSEMBLAGES	114
CHAPITRE IX : ANCRAGE DES POTEAUX	130
CHAPITRE X : CALCUL DES FONDATIONS	138
CONCLUSION GENERALE		
ANNEXES		

INTRODUCTION

INTRODUCTION :

La construction métallique est une branche, qui répond aux besoins actuels dans le domaine la construction, elle engendre plusieurs axes à noter la charpente métallique (ponts, bâtiments, tours ...), la chaudronnerie (réservoirs, cuves, échangeurs, récipient...). La modernisation demande la construction d'édifices, rapidement et solidement, c'est pour quoi on a recourt à l'utilisation du métal, celui –ci permet de fermer des surfaces importantes en limitant la présence de porteurs verticaux (poteaux et murs), de plus on a la possibilité de récupérer la matière en cas de destruction prévue ou imprévue.

Mais pourquoi la construction métallique ?

La construction métallique offre d'importants avantages pour la construction, la réalisation et l'utilisation :

- Utilisation optimale de l'espace grâce aux grandes portées et aux sections réduites des éléments.
 - Qualité constante du matériau et détails de construction standardisés
 - Structure porteuses aérées et tolérances réduites facilitant la mise en place des installations techniques et des éléments du second-œuvre.
 - Grand liberté grâce aux structures filigranes et légères.
 - Facilité d'adoption aux changements d'affectation grâce à des assemblages démontables et à l'intégration de nouveaux éléments et installations.
- La légèreté de l'acier qui réduit les charges sur le sol, qui entraîne une économie de la fondation.
 - Montage rapide, indépendant des conditions atmosphériques,
 - Ecologie exemplaire (possibilité de démontage, recyclage),
 - Le comportement élastique de l'acier avec une résistance et une rigidité élevées ainsi, l'acier supporte des contraintes très élevées à la traction.

INTRODUCTION

Les structures métalliques présentent également certains inconvénients, on peut citer :

- Mauvaise tenue de l'acier au feu cela exige des mesures de protections délicates.
- Nécessité de l'entretien et de maintenance régulière des éléments contre la corrosion.

L'étude de ce projet sera menée selon les principales étapes suivantes:

- **étape1** : présentation complète du bâtiment, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- **étape2** : détermination des actions présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments du bâtiment selon l'**Eurocode 3**.
- **étape3** : vérification de plancher collaborant et des escaliers.
- **étape4** : étude sismique de la structure selon le **RPA 99**.
- **étape5** : étude dynamique de la structure qui sera faite par l'analyse du modèle en **3D** sur le logiciel **ROBOT (V20.1)**.
- **étape6** : étude des fondations selon le **BAEL 91**.

On terminera le travail par une conclusion générale.

1)- PRÉSENTATION DE SUJET :

Notre travail consiste à faire l'étude d'une salle Omnisport appartenant au lycée Tadmaït, Wilaya de Tizi-Ouzou situé à 300m du niveau de la mer selon le RNV 99.

Cette salle est considérée comme un hangar bâti sur une grande surface estimée de 745 m² avec une partie qui contient un plancher collaborant.

La toiture est réalisée par deux versants inclinés d'un angle de 5.71°, la couverture conçue en panneaux sandwichs (**TL75**) qui offre l'avantage de rassembler en un seul élément les trois rôles principaux d'une toiture, soit le pare – vapeur, l'isolation et l'étanchéité.

La salle est constituée de 7 portiques de même forme géométrique et de 2 files
La façade en brique creuse ayant une épaisseur de 30cm.

2)-DONNÉES CONCERNANT LE SITE :

Le projet a été construit sur un sol meuble avec une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1 \text{ bar}$.

Le site est classé dans la zone sismique (II) selon le RPA99.

3)-DONNÉES GÉOMÉTRIQUE :

L'ouvrage est de forme rectangulaire, caractérisé par les dimensions suivantes :

- Longueur totaleL= 36.30m.
- Largeur totalel=22.50m.
- Hauteur totale..... H=9.00m.
- Hauteur jusqu'au console.....h=7.50m.
- Pente P=10%.
- Couverture.....-tôle en panneau sandwich **TL75**
(Galvanisé).
- tôle de bardage **TR 35 (G)**.

- Assemblage -boulons à haute résistance (BHR)
de \emptyset 12 et 18 classe 10.9.
-boulons ordinaires de \emptyset 14
Classe 8.8.
-soudure bout à bout de (a10).

4)-RÈGLEMENTS UTILISÉS :

La réalisation des charpentes métalliques doit être conforme aux normes, règlements et documents officiels et réglementaires, les principaux règlements techniques utilisés sont énumérés ci-après :

- Eurocode 03
- Règles parasismiques algériennes RPA99 + modifications 2003
- Règles définissant les effets de la neige et de vent RNV 99
- Règles de conception et de calcul aux états limite des structures en béton armé BAEL91
- Document technique réglementaire DTRBC 22 : charges permanentes et d'exploitations.

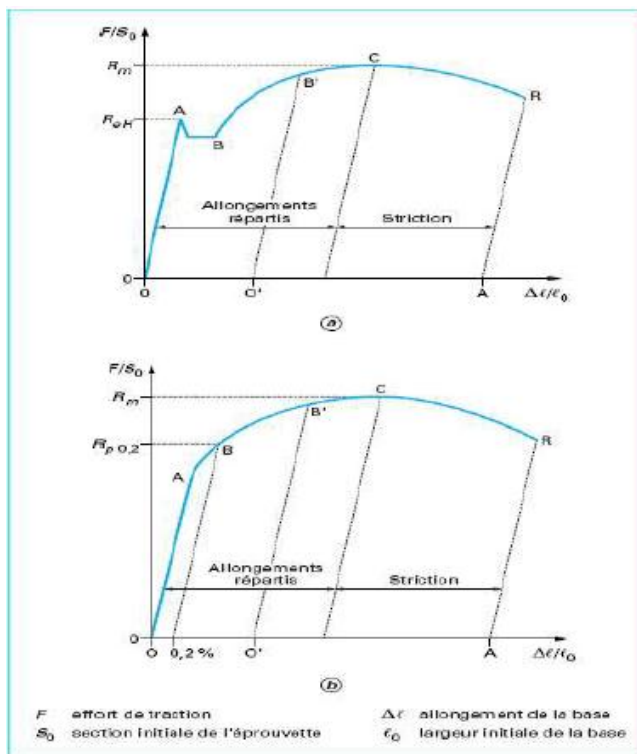
5)-LOGICIEL UTILISÉ :

Dans ce travail on a utilisé le logiciel ROBOT V 20.1 pour vérifier certains éléments constituant la charpente métallique, l'analyse en 3D de la structure ainsi que l'étude dynamique.

6)-MATÉRIAUX UTILISÉ :

6-1)- ACIER DE CONSTRUCTION :

- Caractéristiques de l'acier utilisé dans la charpente métallique :



Résistance limite d'élasticité :

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

Module d'élasticité longitudinal :

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$$

Module d'élasticité transversal :

$$G = E / 2(1 + \nu) = 0.4 * E$$

Coefficient de poisson : $\nu = 0.3$

Coefficient de dilatation
thermique : $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$

Masse volumique = 7850 kg/m^3

Essai de traction

6-2)-LE BÉTON :

Pour la réalisation des fondations, des planchers et des escaliers, le type de ciment utilisé est le CPA caractérisé par le dosage de **350Kg/m³** dont les autres caractéristiques sont les suivants :

-La résistance à la compression :

On postule une résistance caractéristique de compression a **28 jours** égale à **25 Mpa** c.à.d. $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

Pour cela on mélange du sable et du gravier maintenus par une pâte de ciment qui elle-même composée d'eau (propre sans déchets) combinée a du ciment dose a 350 kg/ m^3 .

-La résistance à la traction (f_{ij}) :

Le béton est surtout apprécié pour sa résistance à la compression mais possède également une résistance à la traction qui est négligée dans les calculs mais qui est physiquement réelle, elle est en fonction de la compression et calculée selon le B.A.E.L91 comme suite :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ [Mpa]} \quad \text{d'où } f_{t28} = 2.1 \text{ [Mpa]}$$

-CARACTÉRISTIQUES DE BÉTON UTILISÉ :**a-Module d'élasticité :**

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de module :

$$\text{Type 1 : } E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [Mpa]}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ [Mpa]} \quad \rightarrow \quad E_{i28} = 32164.195 \text{ [Mpa]}$$

$$\text{Type 2 : } G = \frac{E}{2(1+\mu)} \text{ [Mpa]}. \quad E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [Mpa]}.$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ [Mpa]} \quad \rightarrow \quad E_{v28} = 10818.865 \text{ [Mpa]}.$$

6-3)-L'ACIER DE FERRAILLAGE POUR BÉTON :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface, alors on opte dans le présent projet pour les aciers suivants :

Type d'aciers	nomination	symbole	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (ψ)
Aciers en barres	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14%	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL520 ($\Phi < 6mm$)	TS	550	550	8%	1.3	1

Tableau : les aciers de ferrailage

1)-INTRODUCTION :

Notre construction doit être conçue pour supporter les effets maximaux des forces qui peuvent être appliquées.

Pour cela on procèdera à une étude climatique qui nous donnera les effets exercés par la neige et le vent qui peuvent être plus défavorables que ceux du séisme- en se basant sur le règlement neige et vent (RNV99).

2)- ÉTUDE AU VENT :

Le vent est par nature turbulent, c'est -à-dire fluctuant en vitesse et direction, ses effets le sont également, en termes de pression ou de forces aérodynamiques et donc de sollicitations ou de réponses des structures.

C'est pourquoi dans le (RNV99), l'action du vent est représentée par un ensemble de pressions ou de forces statiques dont les effets sur construction étudiée sont équivalents aux effets extrêmes du vent. L'action du vent dépend des caractéristiques suivantes :

- vitesse du vent;
- La catégorie de la construction ;
- La nature de site d'implantation de l'ouvrage ;
- La perméabilité des parois.

2.1)-CALCUL DE LA PRESSION DUE AU VENT :

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est

donnée par : $q_j = c_d \times w(z_j)$ (N /m²)

- c_d : est le coefficient dynamique de la construction ;

- $w(z_j)$: est la pression nette exercée sur l'élément de la surface j , calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de la surface j .

$w(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$ (N /m²)

- $q_{dyn}(z_j)$: est la pression dynamique du vent calculée à la hauteur **z_j** relative à l'élément de surface **j** ;

- c_{pe} : est le coefficient de pression extérieure,

- c_{pi} : est le coefficient de pression intérieure.

2.2)-LES DONNÉES RELATIVES AU SITE:

Site plat: $C_t(z)=1$;

Zone I: $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$; $V_{réf} = 25 \text{ m/s}$;

Terrain de catégorie III : $K_T=0,22$; $Z_0=0,3 \text{ m}$; $Z_{min}=8 \text{ m}$; $\epsilon=0,37$.

Terrain de catégorie III : $K_T = 0,22$; $Z_0 = 0,3 \text{ m}$; $Z_{min}=8 \text{ m}$;

$C_t(z)$: coefficient de topographie ;

$V_{réf}$: (en m /s) vitesse de référence ;

$q_{réf}$: (en N/m^2) pression dynamique de référence ;

K_T : facteur de terrain ;

Z_0 : (en m), paramètre de rugosité ;

Z_{min} : (en m), hauteur minimale ;

ϵ : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d .

2.3)-CALCUL DU COEFFICIENT DYNAMIQUE:

La structure de bâtiment étant métallique, on utilise donc la figure 3.2.

Le calcul doit se faire pour chaque direction du vent :

Vent perpendiculaire au long-pan (sens v_1 du vent) :

$$\left\{ \begin{array}{l} h=9\text{m} \\ b=35\text{m} \end{array} \right. \longrightarrow C_d=0,92$$

Vent perpendiculaire au pignon (sens v_2 du vent) :

$$\left\{ \begin{array}{l} h=9\text{m} \\ b=21,40\text{m} \end{array} \right. \longrightarrow C_d=0,9$$

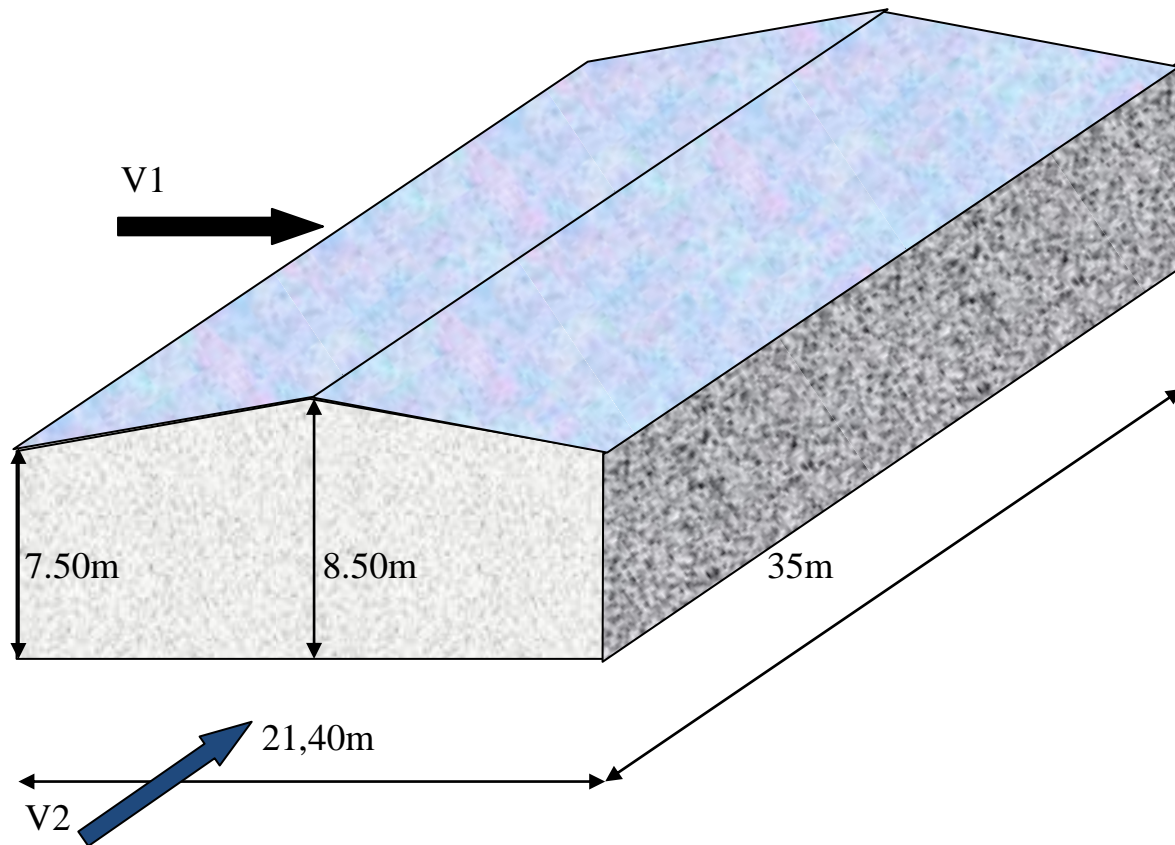


Figure 1 : direction du vent V1, V2

2-4)-DÉTERMINATION DE LA PRESSION DYNAMIQUE :

$h < 10m$.il n’y a donc pas lieu de Subdiviser le maître couple

Structure permanente => $q_{dyn}(z_j) = q_{ref} \times C_e(z_j)$ (N /m²)

2-4-1)-COEFFICIENT DE RUGOSITÉ :

$Z_{min} \leq Z \leq 200 m$ \Rightarrow $C_r(Z) = K_T \times \ln (Z/Z_0)$ (2. 15)

$Z \leq Z_{min}$ \Rightarrow $C_r(Z) = K_T \times \ln (Z_{min}/Z_0)$

$C_r(9)=0,22 \times \ln (9/0,3)= 0.748$ (pour la toiture)

$C_r(3,75)=0,22 \times \ln (8/0,3)= 0.722$ (pour les parois verticales).

2-4-2)-COEFFICIENT D’EXPOSITION :

$C_d < 1.2$: Bâtiment peu sensible aux excitations dynamiques du vent

$C_e(Z) = C_T(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times [1 + [(7 \times K_T) / C_r(Z) \times C_T(Z)]]$ (2. 13)

$C_e(9.00) = 1^2 \times 0.748^2 \times [1 + [(7 \times 0,22) / 0.748 \times 1]] = 1.711$ (toiture)

$$C_e(3,75) = 1^2 \times 0.722^2 \times [1 + [(7 \times 0,22) / 0.722 \times 1]] = 1.633 \quad (\text{parois verticales})$$

2-4-3)-VALEUR DE LA PRESSION DYNAMIQUE :

$$q_{\text{dyn}}(9.00) = 375 \times 1.711 = 642 \text{ N/m}^2 \quad (\text{toiture})$$

$$q_{\text{dyn}}(3,75) = 375 \times 1.633 = 613 \text{ N/m}^2 \quad (\text{parois verticales}).$$

2-5)- VENT PERPENDICULAIRE AU LONG-PAN (V1) :

2-5-1)-COEFFICIENT DE PRESSION EXTÉRIEURE :

$$S > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe, 10}$$

S :(en m²) la surface chargée de la paroi considérée.

$$e = \min(b, 2h) = \min(35 ; 18 \text{ m}) = 18 \text{ m} ; d=21.40\text{m}$$

$$e < d$$

$$A+B+C=d$$

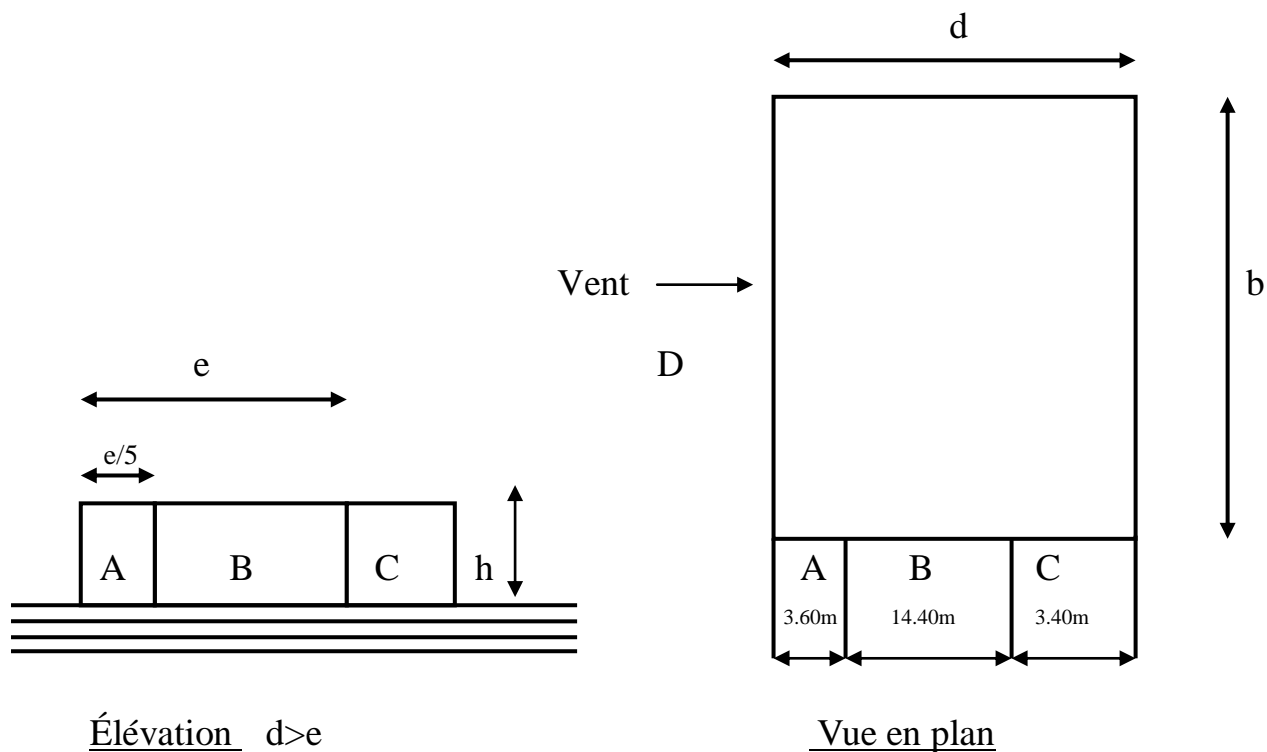
$$A+B= e$$

$$A= e /5= 3.60\text{m}$$

$$B= e-A= 14.40\text{m}$$

$$C = d-A-B=3.40\text{m}$$

$$D=E=b= 35\text{m}$$



Figure* : Légende pour les parois verticales

Les valeurs de coefficient de pression extérieure C_{pe} correspondant aux différentes zones, sont présentées dans tableau suivant ;

ZONE	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau 1 : coefficient de pression extérieure C_{pe}

2-5-2)-COEFFICIENT DE LA PRESSION INTÉRIEURE :

D'après le paragraphe 2.2.2 de chapitre 5, dans le cas des structures avec cloisons intérieures pour lesquels les valeurs suivantes doivent être utilisées :

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

2-5-3)-CALCUL DES PRESSIONS :

Les pressions q_j sont calculées à l'aide des formules 2.1 et 2.2 :

$$q_j = c_d \times q_{dyn}(z_j) \times [c_{pe} - c_{pi}]$$

Parois verticales :

Les résultats pour ($C_{pi} = -0.5$) sont donnés dans le tableau ci-après :

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$(C_{pe} - C_{pi})$	q_{dyn} (N/m ²)	q_j (N/m ²)
A	0.92	-1.0	-0.5	-0.5	613	-306.5
B	0.92	-0.8	-0.5	-0.3	613	-183.9
C	0.92	-0.5	-0.5	0	613	0
D	0.92	+0.8	-0.5	+1.3	613	+796.9
E	0.92	-0.3	-0.5	+0.2	613	+122.6

Tableau 2 : Pressions sur les parois verticales-Direction du vent V1

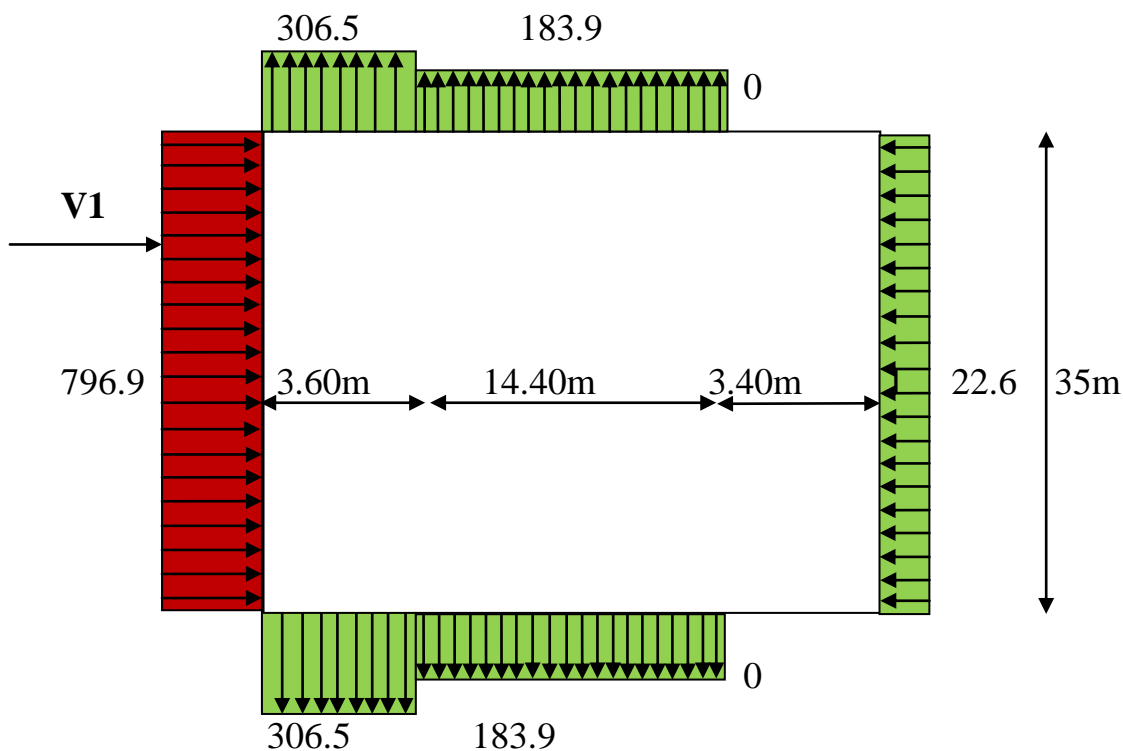


Figure 2 : Répartition des pressions sur les parois verticales- Direction V1

Les résultats pour ($C_{pi} = +0.8$) sont donnés dans le tableau ci-après :

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$(C_{pe} - C_{pi})$	q_{dyn} (N/m^2)	q_j (N/m^2)
A	0.92	-1.0	+0.8	-1.8	613	-1015.13
B	0.92	-0.8	+0.8	-1.6	613	-902.34
C	0.92	-0.5	+0.8	-1.3	613	-733.15
D	0.92	+0.8	+0.8	0	613	0
E	0.92	-0.3	+0.8	-1.1	613	-620.36

Tableau 3 : Pressions sur les parois verticales-Direction du vent V1

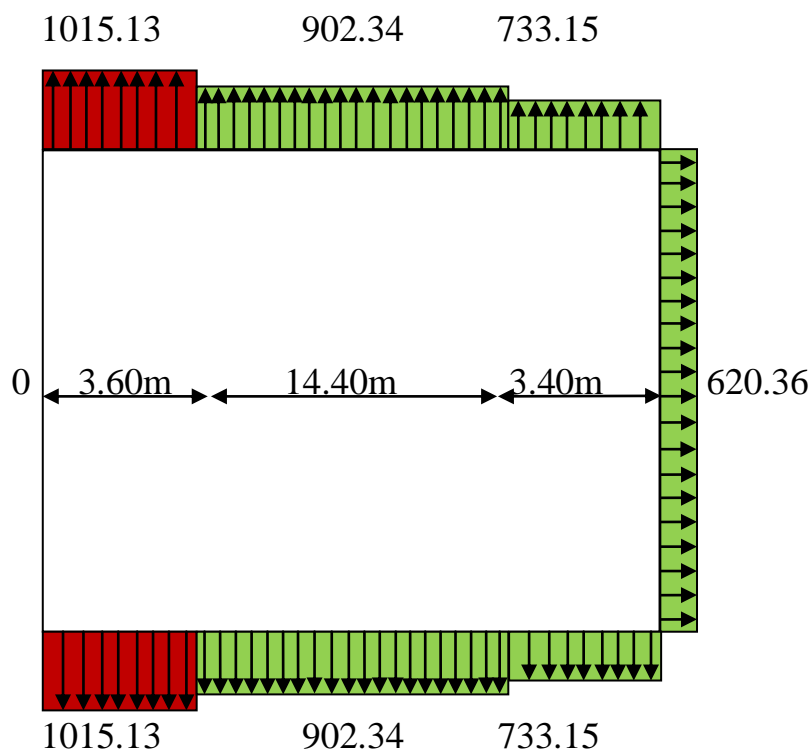
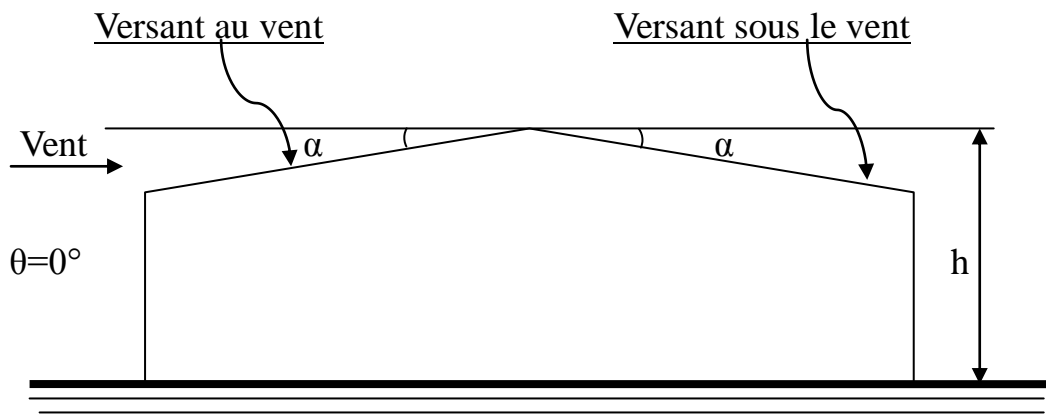


Figure 3 : Répartition des pressions sur les parois verticales- Direction V1

Toiture :

La direction du vent est définie par un angle $\theta = 0^\circ$; les différentes zones de pression sont données par la figure (4) ; les valeurs des coefficients c_{pe} ($\theta = 0^\circ$, $\alpha = 5.71^\circ$) sont tirées de tableau 5.4. Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients de pression sont portés sur le Tableau (4) et (5) .



$e=18\text{m}$

$h=9\text{m}$

$\alpha=5.71^\circ$

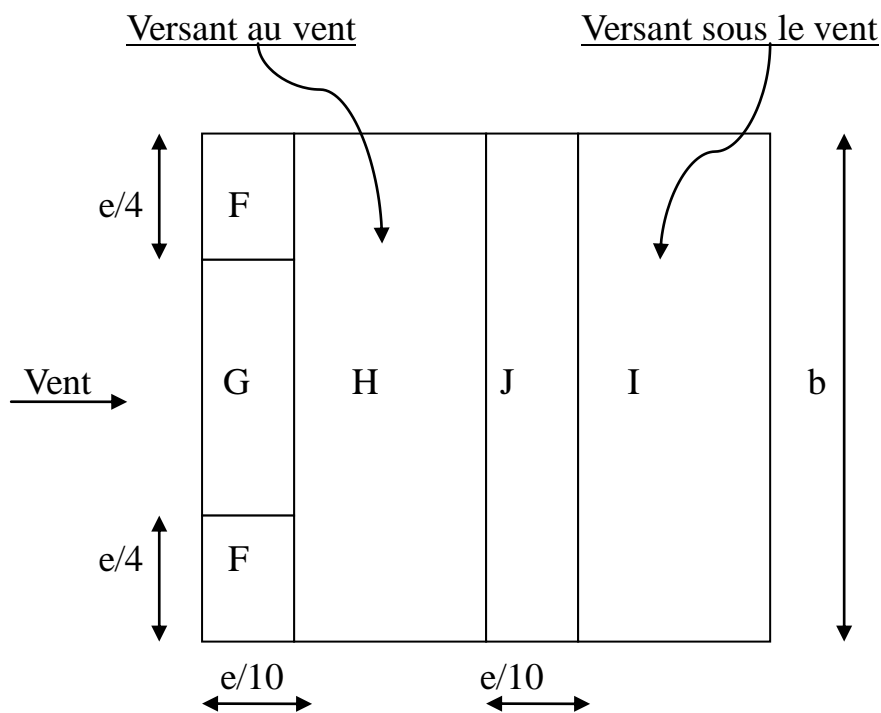


Figure ** : les différentes zones de pression

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10} (S) \quad 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

Aire de la zone F = 4.50 × 1.80 = 8.10 m² < 10m²

Après interpolation entre α=5° et α=15° on aura :

$$C_{pe,10} = -1.6432; C_{pe,1} = -2.4645$$

$$C_{pe} = -2.4645 + (-1.6432 + 2.4645) \times \log_{10}(8.10) = -1.718$$

Les résultats pour (C_{pi} = -0.5) sont donnés dans le tableau ci-après.

Zone	C _d	C _{pe}	C _{pi}	(C _{pe} - C _{pi})	q _{dyn} (N/m ²)	q _j (N/m ²)
F	0.92	-1.718	-0.5	-1.22	642	-720.60
G	0.92	-1.172	-0.5	-0.67	642	-395.73
H	0.92	-0.579	-0.5	-0.08	642	-47.25
I	0.92	-0.307	-0.5	+0.19	642	+112.22
J	0.92	-0.350	-0.5	+0.15	642	+88.60

Tableau 4: Pressions sur la toiture- Direction du vent V1

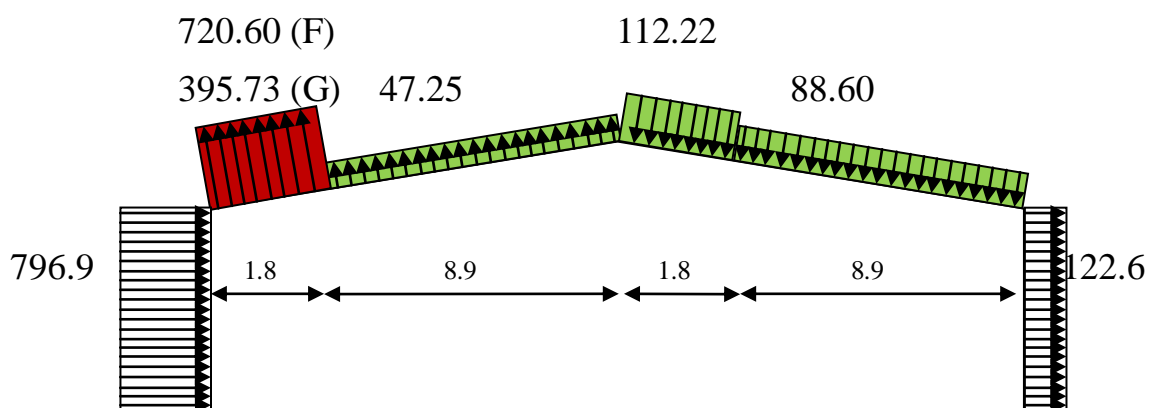


Figure 4 : Répartition des pressions sur la toiture –Direction du vent V1

Les résultats pour ($C_{pi} = +0.8$) sont donnés dans le tableau ci-après :

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$(C_{pe} - C_{pi})$	q_{dyn} (N/m^2)	q_j (N/m^2)
F	0.92	-1.718	+0.8	-2.52	642	-1488.41
G	0.92	-1.172	+0.8	-1.97	642	-1163.56
H	0.92	-0.579	+0.8	-1.38	642	-815.08
I	0.92	-0.307	+0.8	-1.11	642	-655.61
J	0.92	-0.350	+0.8	-1.15	642	-679.24

Tableau 5 : Pressions sur la toiture-Direction du vent V1

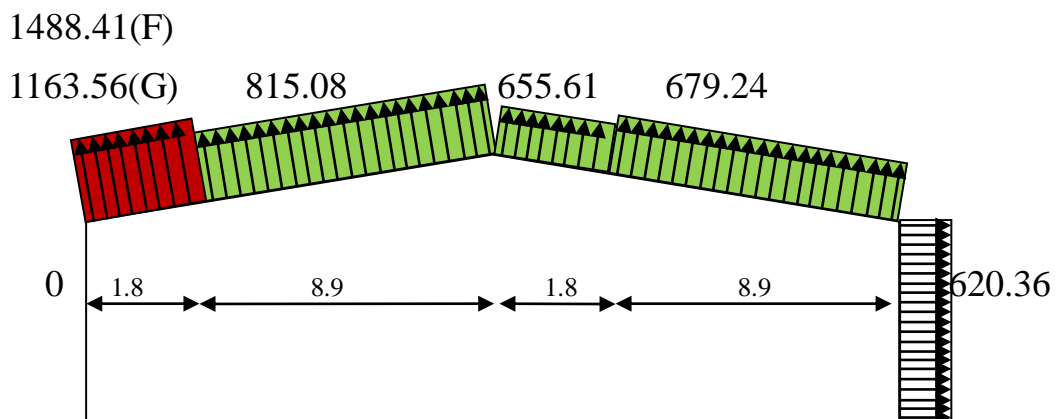


Figure 5 : Répartition des pressions sur la toiture –Direction du vent V1

2-6)- VENT PERPENDICULAIRE AU PIGNON (V2) :**2-6-1)- COEFFICIENT DE PRESSION EXTÉRIEURE :**Parois verticales :

On se réfère au paragraphe 1.1.2 du chapitre 5 :

Pour Cette direction du vent, $b=21.40\text{m}$, $d= 35\text{m}$, $h=9.00\text{m}$

$$e = \min (b ,2h) = \min (21.40; 18 \text{ m}) = 18 \text{ m}$$

$$S > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe, 10} \quad (5. 1)$$

S :(en m^2) la surface chargée de la paroi considérée.

$e < d$

$$A+B+C=d$$

$$A= e /5= 3.60\text{m}$$

$$B= e-A= 14.40\text{m}$$

$$C = d-A-B= 17 \text{ m}$$

$$D=E=b= 21.40\text{m}.$$

Les valeurs de coefficient de pression extérieur C_{pe} correspondant aux

ZONE	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Différentes zones, sont présentées dans tableau suivant ;

Tableau 6 : coefficient de pression extérieure C_{pe}

2-6-2)-COEFFICIENT DE LA PRESSION INTÉRIEURE :**2-6-3)-CALCUL DES PRESSIONS :**

Les pressions q_j sont calculées à l'aide des formules 2.1 et 2.2 :

$$q_j = c_d \times q_{dyn}(z_j) \times [c_{pe} - c_{pi}]$$

Parois verticales :

Les résultats pour ($C_{pi} = -0.5$) sont donnés dans le tableau ci-après :

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$(C_{pe} - C_{pi})$	q_{dyn} (N/m^2)	q_j (N/m^2)
A	0.94	-1.0	-0.5	-0.5	613	-228.11
B	0.94	-0.8	-0.5	-0.3	613	-172.87
C	0.94	-0.5	-0.5	0	613	0
D	0.94	+0.8	-0.5	+1.3	613	+749.09
E	0.94	-0.3	-0.5	+0.2	613	+115.24

Tableau 7 : Pressions sur les parois verticales-Direction du vent V2

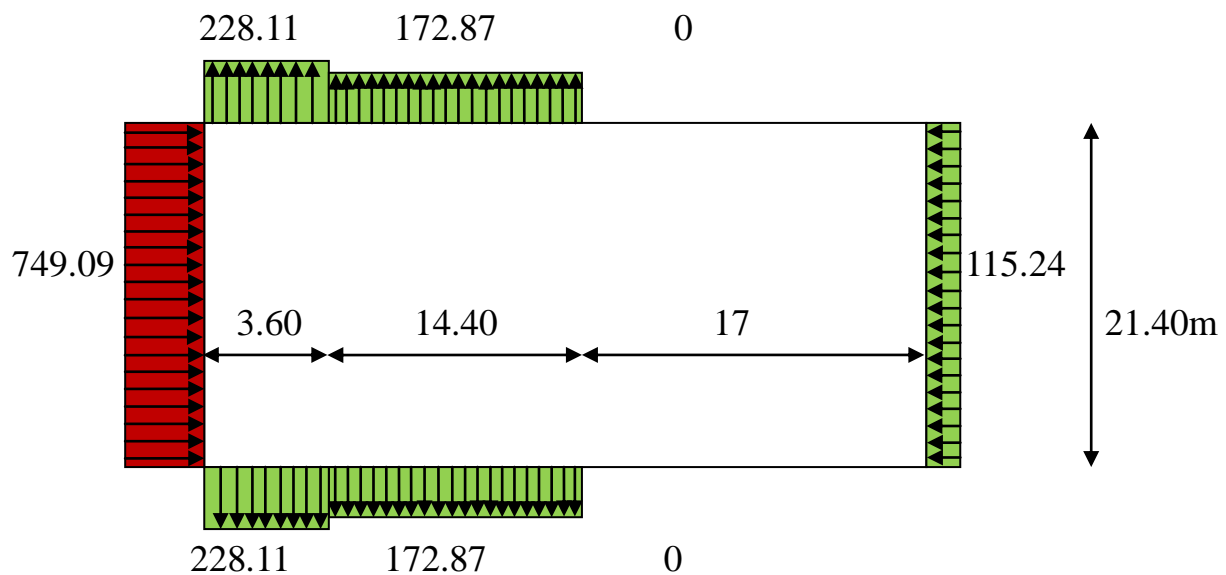


Figure 7 : Répartition des pressions sur les parois verticales- V2

Les résultats pour ($C_{pi} = +0.8$) sont donnés dans le tableau ci-après :

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$(C_{pe} - C_{pi})$	q_{dyn} (N/m^2)	q_j (N/m^2)
A	0.94	-1.0	+0.8	-1.8	613	-1037.20
B	0.94	-0.8	+0.8	-1.6	613	-921.95
C	0.94	-0.5	+0.8	-1.3	613	-749.09
D	0.94	+0.8	+0.8	0	613	0
E	0.94	-0.3	+0.8	-1.1	613	-633.84

Tableau 8 : Pressions sur les parois verticales-Direction du vent V2

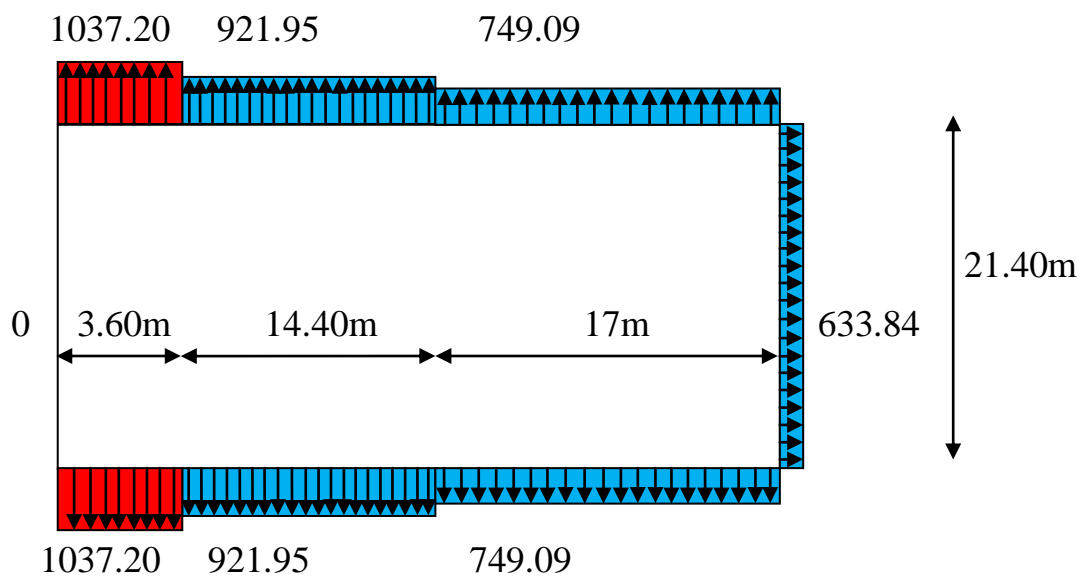


Figure 8 : Répartition des pressions sur les parois verticales- V2

Toiture :

On se réfère au paragraphe 1.1.5. du chapitre 5 ; la direction du vent est définie par un angle $\theta = 90^\circ$; les différentes zones de pression sont données par la figure (2-6-3) ; les valeurs des coefficients c_{pe} ($\theta=90^\circ$ et $\alpha=5.71^\circ$) sont tirées de tableau 5.4. Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients de pression sont portés sur la figure (2-6-3) ;

$$e = \min (b ; 2h) = \min (21.40; 18 \text{ m}) = 18 \text{ m}$$

$$b = 21.40 \text{ m}$$

b : dimension de côté perpendiculaire au vent

Les deux versants sont parallèles au vent .

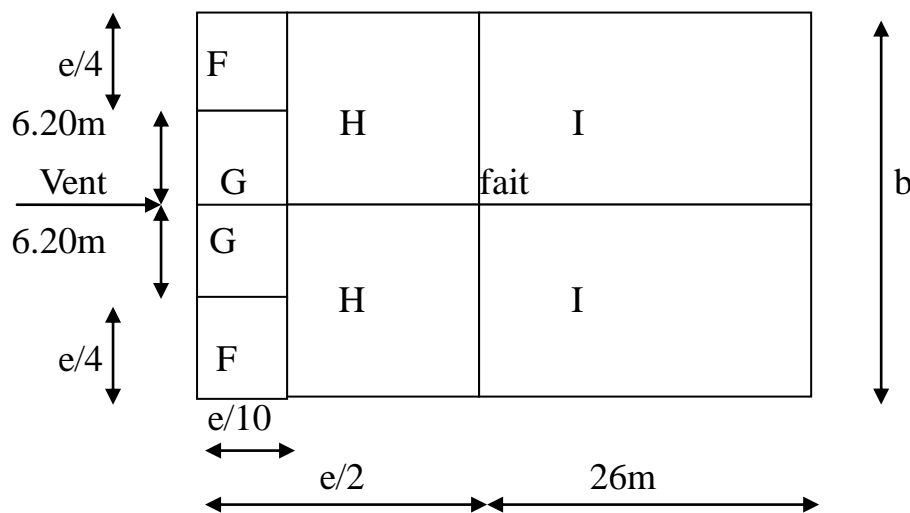


Figure (2-6-3): légende pour les toitures à deux versants

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10} (S) \quad 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$\text{Aire de la zone F} = 4.50 \times 1.80 = 8.10 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

Après interpolation entre $\alpha=5^\circ$ et $\alpha=15^\circ$ on aura :

$$C_{pe,10} = -1.5787; \quad C_{pe,1} = -2.1858$$

$$C_{pe} = -2.1858 + (-1.5787 + 2.1858) \times \log_{10}(8.10) = -1.634$$

Les résultats pour ($C_{pi} = -0.5$) sont donnés dans le tableau ci-après :

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$(C_{pe} - C_{pi})$	q_{dyn} (N/m^2)	q_j (N/m^2)
F	0.94	-1.634	-0.5	-1.13	642	-681.93
G	0.94	-1.3	-0.5	-0.8	642	-482.78
H	0.94	-0.69	-0.5	-0.19	642	-114.66
I	0.94	-0.5	-0.5	0	642	0

Tableau 9 : Pressions sur la toiture-Direction du vent V2

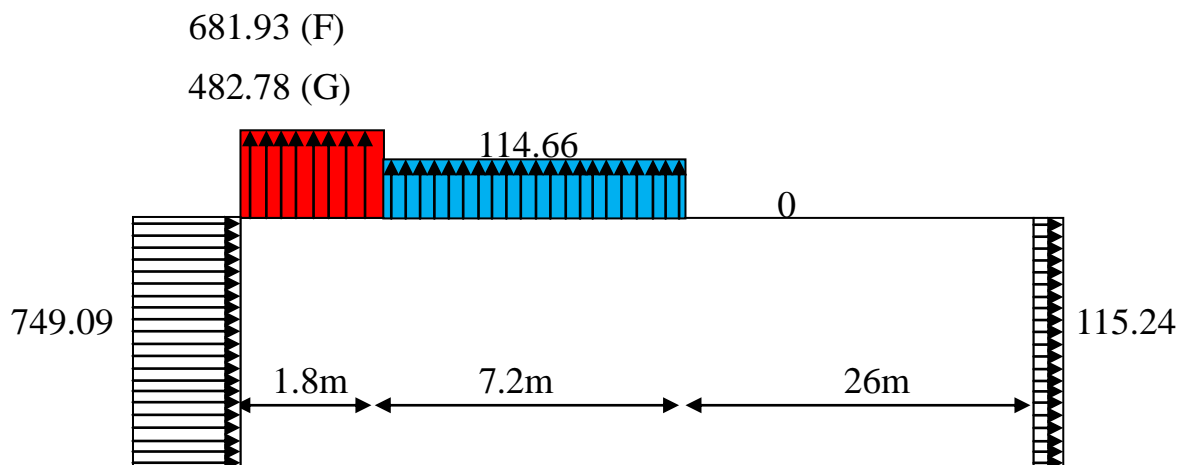


Figure 9 : Répartition des pressions sur la toiture –vent V2

Les résultats pour ($C_{pi} = +0.8$) sont donnés dans le tableau ci-après :

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$(C_{pe} - C_{pi})$	q_{dyn} (N/m^2)	q_j (N/m^2)
F	0.94	-1.634	+0.8	-2.43	642	-1468.87
G	0.94	-1.3	+0.8	-2.10	642	-1267.30
H	0.94	-0.69	+0.8	-1.49	642	-899.18
I	0.94	-0.5	+0.8	-1.30	642	-784.52

Tableau 10 : Pressions sur la toiture-Direction du vent V2

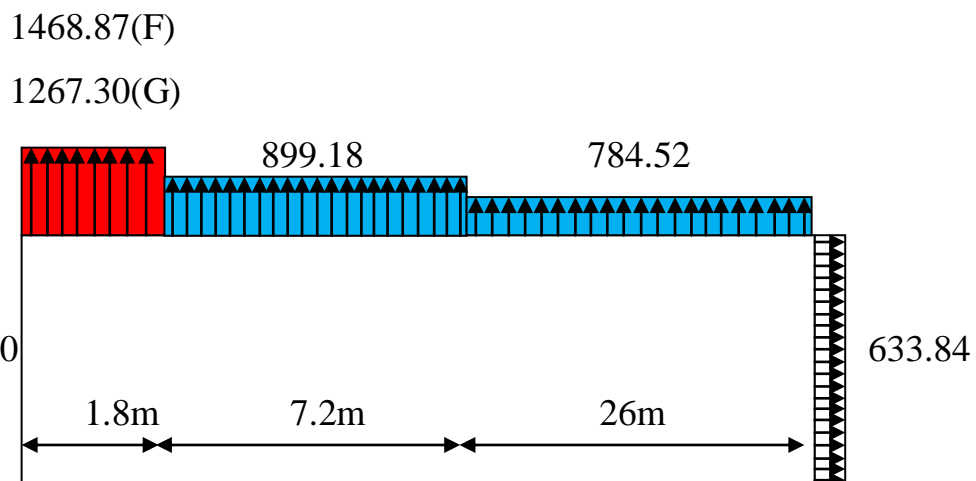


Figure 10 : Répartition des pressions sur la toiture –Direction du vent V2

3)-FORCES DE FROTTEMENT :

L'une des conditions ($d/h = 35 / 8.90 = 3.93 > 3$) donnée au chapitre 2, § 1.4.2 est vérifiée. Il y a lieu de considérer les forces de frottement. On prendra le cas d'un bardage en toiture et au niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent ($C_{fr} = 0,04$, cf. tableau 2.1).

La force de frottement est donnée par la formule:

$$F_{fr} = \sum(q_{dyn}(Z_j) C_{fr,j} S_{fr,j}) \quad [N] \quad (2.8)$$

j : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent ;

Z_j : (en m) est la hauteur du centre de l'élément j ;

q_{dyn} : (en daN/m²) est la pression dynamique du vent (cf. § 3) ;

S_{fr,j} : (en m²) est l'aire de l'élément de surface j (cf. § 1.4.4) ;

C_{fr,j} : le coefficient de frottement pour l'élément de surface j voire (table 2.1).

F_{fr,toiture} = $642 \times 0,04 \times (35 \times 2 \times 10,32) = 18,55 \text{ KN}$ (Toiture)

F_{fr, p. verticales} = $613 \times 0,04 \times (35 \times 2 \times 7,5) = 12,87 \text{ KN}$ (Parois verticales)

F_{fr} = $18,55 + 12,87 = 31,42 \text{ KN}$

L'aire de frottement pour la toiture est déterminée en introduisant la longueur du développé de la toiture, soit $10,275 / \cos(5,71^\circ) = 10,32 \text{ m}$.

4)-CALCUL DES CHARGES DE NEIGE :

Le règlement neige et vent algérien (**RNV 99**) a pour objet de définir les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

Notre construction est située à une altitude de 300m par rapport au niveau de la mer ; inférieure à 2000 m, donc l'action de la neige peut être calculée selon le (**RNV 99**).

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

$$S = \mu \cdot S_k \quad [\text{kN/m}^2] \quad (1)$$

S_k (en kN/m²) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige (cf. carte de neige) ;

μ est un coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

4-1)-CHARGE DE NEIGE SUR LE SOL :

La charge de neige sur le sol S_k par unité de surface est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

$$\text{Zone A} \Rightarrow S_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100}$$

$$S_k = \frac{0.07 \times 300 + 15}{100} = 0.36 \text{ kN/m}^2.$$

4-2)-CHARGE DE NEIGE SUR LA TOITURE :

Elle est calculée par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \quad (\text{RNV99) article 3-1}$$

4-3)-COEFFICIENTS DE FORME DES TOITURES :

La pente est de 10%, D'où $\tan \alpha = 0.10 \Rightarrow \alpha = 5.71^\circ$

Charge de neige répartie sans redistribution par le vent.

Les deux versants sont symétriques

$0 < \alpha_1 = \alpha_2 = 5.71^\circ < 15^\circ \Rightarrow \mu = 0,8$ de tableau (6.2) page 28.

Par projection horizontale :

$$S = \mu \cdot S_k = 0.36 \times 0.8 = 0.288 \text{ KN/m}^2$$

Suivant le rampant :

$$S = 0.288 \times \cos(5.71) = 0.286 \text{ KN/m}^2$$

La charge de neige normale :

$$N_n = S = 0.286 \text{ KN/m}^2 = 28.65 \text{ daN/m}^2$$

La charge de neige extrême:

$$N_e = 5/3 N_n = 0.478 \text{ KN/m}^2 = 47.80 \text{ daN/m}^2$$

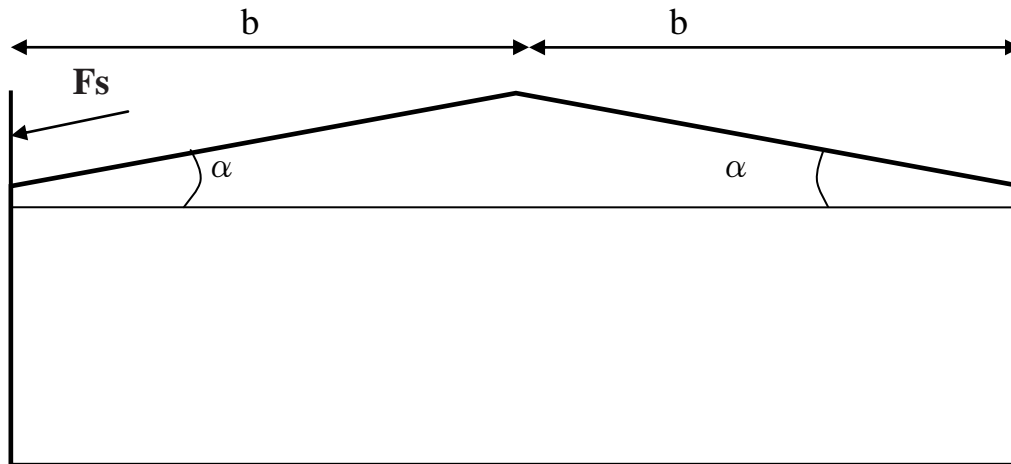
4-4)-CHARGE DE NEIGE SUR LES OBSTACLES :

Figure 11 : Force exercée sur les obstacles

Les obstacles tels que cheminées, barrières à neige, garde corps, acrotères, ou autres, doivent être vérifiés sous l'action d'une force F_s due au glissement d'une masse de neige sur la toiture.

Cette force F_s exercée dans la direction de ce glissement par unité de largeur est donnée par la formule suivante :

$$F_s = S \cdot b \cdot \sin \alpha$$

S (en kN/m^2) est la charge de neige sur la toiture calculée conformément à 3.1 ;

b (en m) est la distance en plan entre l'obstacle et le faîte de la toiture ;

α (en degré) est l'angle du versant de la toiture.

$$F_s = 28.65 \times 10.70 \times \sin (5.71) = 30.50 \text{ daN/ml.}$$

INTRODUCTION :

Les ossatures secondaires sont destinées à reprendre les sollicitations dues au vent et assurer la stabilité d'ensemble de la structure. Il s'agit notamment:

- des pannes,
- des lisses de bardage,
- des dispositifs de contreventement,
- des potelets de pignon.

1)-CALCUL DES PANNES:

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont réalisées soit en profilé (I, L) soit à treillis pour les portées supérieures à 6 m.

Les charges sur la panne se décomposent en deux composantes, l'une est parallèle au versant et l'autre est normale à la panne.

Donc les pannes travaillent en flexion déviée.

- Espacement entre deux pannes $e = 1,15$ m
- Portée de la panne : 6 m
- Angle d'inclinaison : $\alpha = 5,71^\circ = 10 \%$

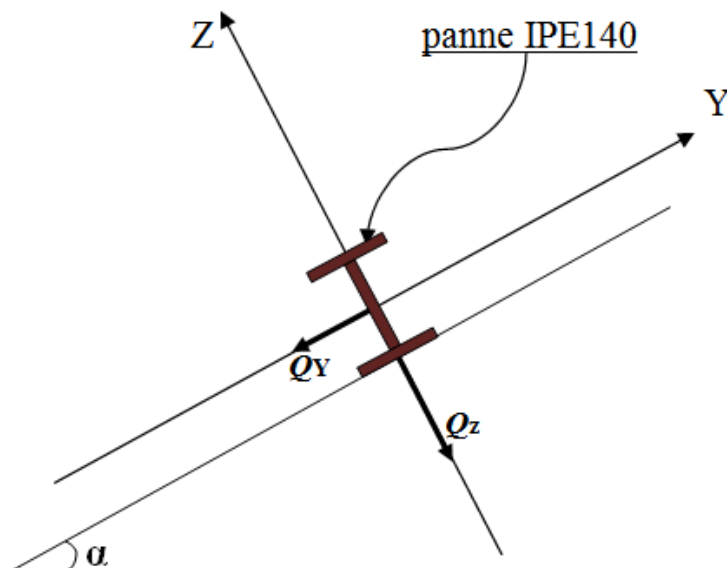


Figure III-1 : Disposition des pannes

2)-DÉTERMINATION DES SOLLICITATIONS:

Compte tenu de la pente des versants, les pannes sont posées inclinées d'un angle (α) et de ce fait fonctionnent en flexion déviée.

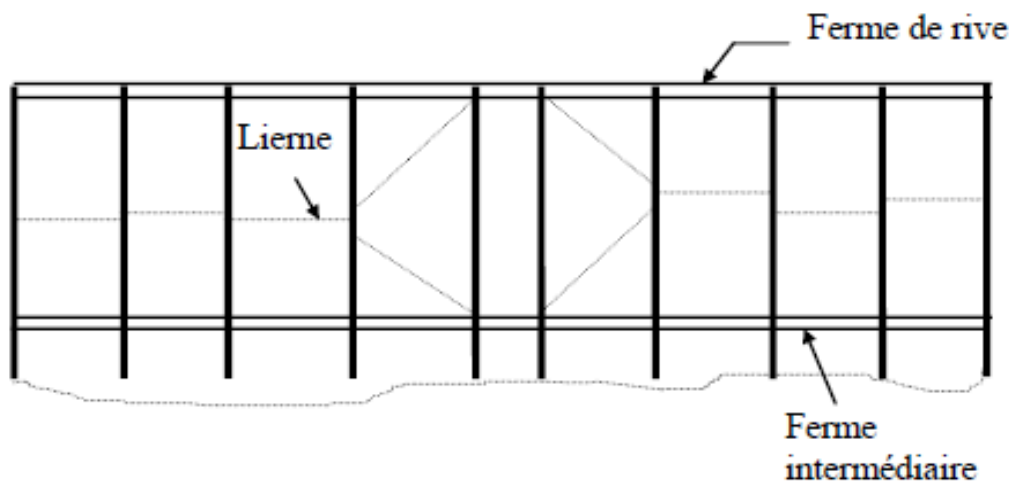


Figure **III-2** : liernage des pannes

2-1)- ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :**a)- CHARGES PERMANENTES (G) :**

Poids propre de la panne et de la couverture.

Charges accrochées éventuelles.

Poids propre de la couverture (panneau sandwich TL75 G)=17.90 Kg/m²

Poids propre de la panne(IPE140)=12.90Kg/ml

Poids propre de l'isolant thermique=5Kg/m²

Poids de l'étanchéité=5Kg/m²

Poids propre des accessoires d'attache=5Kg/m²

Gtoiture= (17.90+5+5+5) × 1.15+12.90=50.715Kg/ml

Gtoiture=50.715 daN/ml.

b)- SURCHARGES D'ENTRETIEN(P) :

Dans le cas de toitures inaccessibles on considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui égal au poids d'un ouvrier et son assistant qui est équivalente à deux charges concentrées **p** de **100 Kg** chacune située à **1/3** et **2/3** de la portée de la panne. On assimile se système de deux charges concentrées à une charge répartie **peq**.

Charge concentrée : Charge répartie :

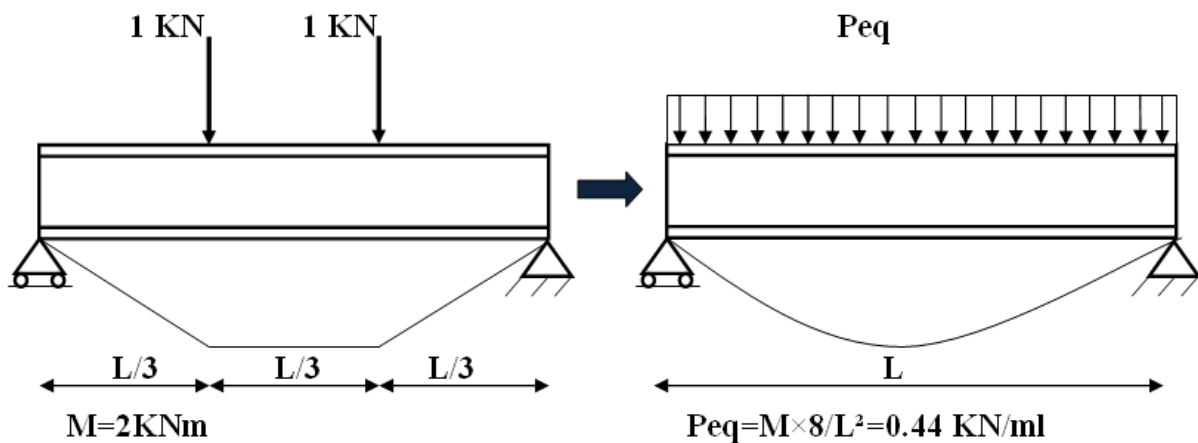


Figure III-3 : chargement des pannes

C)- SURCHARGES CLIMATIQUES :

- **Surcharge du vent:**

$$V1 = -1488.41 \times 1.15 = -1711.67 \text{ N/ml}$$

$$V1 = -171.17 \text{ daN/ml ;}$$

$$V2 = +112.22 \times 1.15 = +129.05 \text{ N/ml}$$

$$V2 = +129.05 \text{ daN/ml}$$

- **Surcharge de la neige :**

$$S = 28.65 \text{ daN/m}^2$$

$$N_n = 28.65 \times 1.15 = 32.95 \text{ daN/ml}$$

- **Les surcharges appliquées sont :**

$$G_{\text{toiture}}=50.715\text{daN/ml}$$

$$P_{\text{eq}}=44.44\text{daN/ml}$$

$$N_n =42.975\text{daN/ml}$$

$$V1=-171.17\text{daN/ml}$$

$$V2=+129.05\text{daN/ml}$$

2-2)- PROJECTIONS DES CHARGES :

Suivant zz :

$$G_{\text{toiture}} (ZZ)= G_{\text{toiture}} \cos \alpha=50.46\text{daN/ml.}$$

$$P_{\text{eq}} (ZZ) = P_{\text{eq}} \cos \alpha=44.22\text{daN/ml.}$$

$$N_n (ZZ)= N_n \cos \alpha= 42.76 \text{ daN/ml.}$$

$$V(ZZ)1= V1 =-171.17 \text{ daN/ml.}$$

$$V(ZZ)2=V2 =+129.05 \text{ daN/ml.}$$

Suivant yy :

$$G_{\text{toiture}} (YY)= G_{\text{toiture}} \sin \alpha =5 \text{ daN/ml.}$$

$$P_{\text{eq}} (YY)=P_{\text{eq}} \sin \alpha =4.42 \text{ daN/ml.}$$

$$N_n (YY)= N_n \sin \alpha =4.28 \text{ daN/ml.}$$

$$V(YY)= 0 \text{ daN/ml.}$$

2-3)- LES COMBINAISONS DE CHARGES :

a)- ÉTAT LIMITE ULTIME (ELU) :

Chaque état limite ultime est associé à une ruine ou un effondrement total ou partiel de la structure considérée qui met en cause la sécurité des personnes. Sur le plan pratique, les modes de ruine considérés sont :

- la perte d'équilibre statique de la structure ou de l'une de ses parties, considérée comme un corps rigide, couvrant les phénomènes de renversement, de soulèvement et de glissement avec ou sans frottement ;

- la défaillance par déformation excessive, par transformation de la structure ou de l'une quelconque de ses parties en mécanisme, par rupture, par perte de stabilité.

- la défaillance due à la fatigue ou autres effets dépendant du temps.

1^{er} Cas :

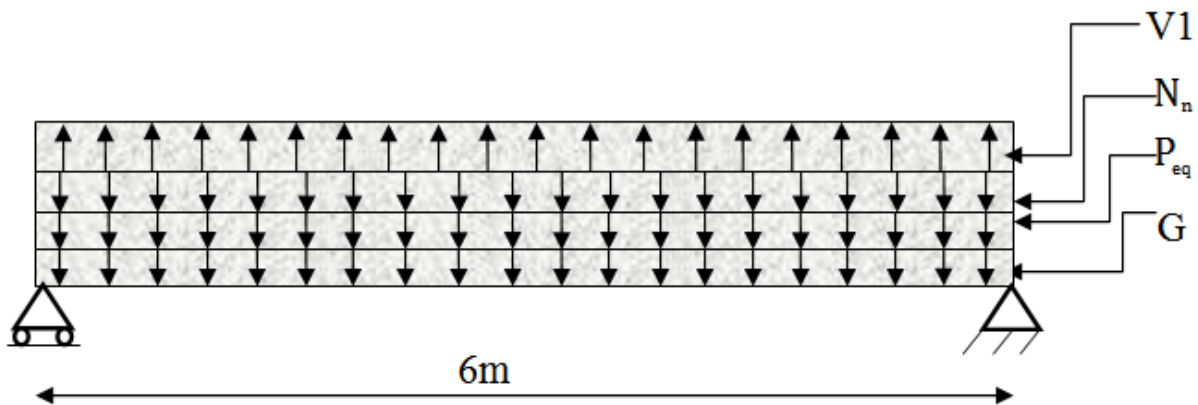


Figure 4 : 1^{er} Cas de charge

$$1.00 G_{\text{toiture}}(ZZ) + 1.5 V1 = 50.46 + 1.5 \times (-171.17) = -206.30 \text{ daN/ml.}$$

$$1.35 G_{\text{toiture}}(ZZ) + 1.5 N_n(ZZ) = 1.35 \times 50.46 + 1.5 \times 42.76 = 132.17 \text{ daN/ml.}$$

$$1.35 G_{\text{toiture}}(ZZ) + 1.5 P_{\text{eq}}(ZZ) = 1.35 \times 50.46 + 1.5 \times 44.22 = 134.45 \text{ daN/ml}$$

$$1.35 G_{\text{toiture}}(YY) + 1.5 N_n(YY) = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 4.28 = 13.17 \text{ daN/ml.}$$

$$1.35 G_{\text{toiture}}(YY) + 1.5 P_{\text{eq}}(YY) = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 4.42 = 13.38 \text{ daN/ml.}$$

2^{eme} Cas :

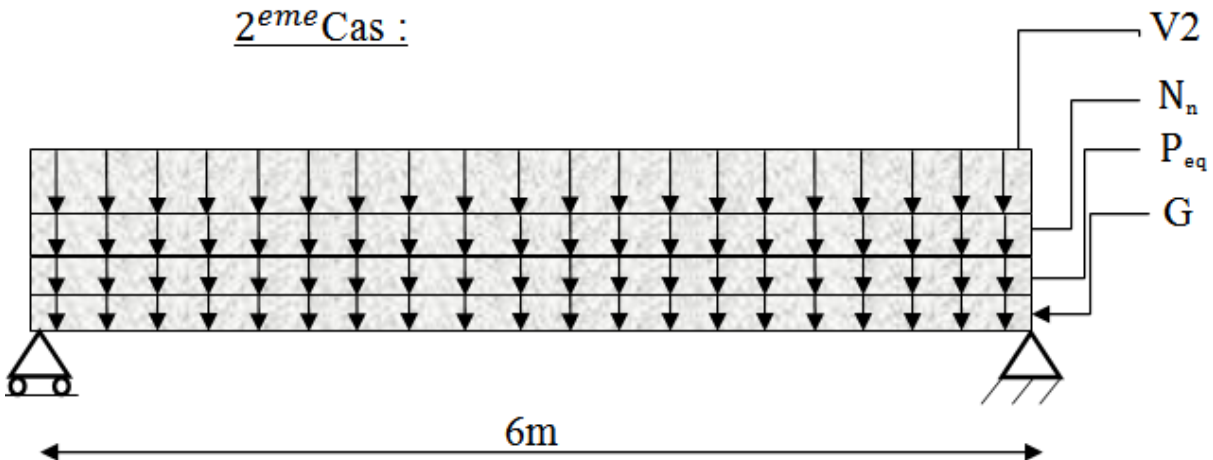


Figure 5 : 2^{eme} Cas de charge

$$1.0 G_{\text{toiture}}(ZZ) + 1.5 V2 = 50.46 + 1.5 \times 129.05 = 244 \text{ daN/ml.}$$

b)- ÉTAT LIMITE DE SERVICE (ELS) :

Les états limites de service sont associés à des situations de la structure (ou de certaines de ses parties) rendant l'usage de la structure impossible dans le cadre des exigences définies lors de son projet (exigences de fonctionnement, de confort pour les usagers ou d'aspect).

Ces états limites de service comprennent :

- les déformations affectant défavorablement l'exploitation de l'ouvrage ou provoquant des dommages aux finitions ou superstructures (bardage, couverture, etc.) ;
- les vibrations pouvant incommoder les occupants, endommager le bâtiment ou limiter son efficacité fonctionnelle.

1^{er} Cas :

$$G_{\text{toiture (ZZ)}} + V1 = 47.976 + (-171.17) = -123.20 \text{ daN/ml.}$$

$$G_{\text{toiture (ZZ)}} + N_n(\text{ZZ}) = 47.976 + 42.76 = 90.20 \text{ daN/ml.}$$

$$G_{\text{toiture (ZZ)}} + P_{\text{eq}}(\text{ZZ}) = 147.976 + 44.22 = 192.20 \text{ daN/ml}$$

$$G_{\text{toiture (YY)}} + N_n(\text{YY}) = 5 + 4.28 = 9.28 \text{ daN/ml.}$$

$$G_{\text{toiture (YY)}} + P_{\text{eq}}(\text{YY}) = 5 + 4.42 = 9.42 \text{ daN/ml.}$$

2^{eme} Cas :

$$G_{\text{toiture (ZZ)}} + V2 = 5 + 129.05 = 179.05 \text{ daN/ml.}$$

Les combinaisons les plus défavorables sont : $1.00 G_{\text{toiture (ZZ)}} + 1.5 V2 = QZ$;

Et $1.35 G_{\text{toiture (YY)}} + 1.5 P_{\text{eq}}(\text{YY}) = QY$.

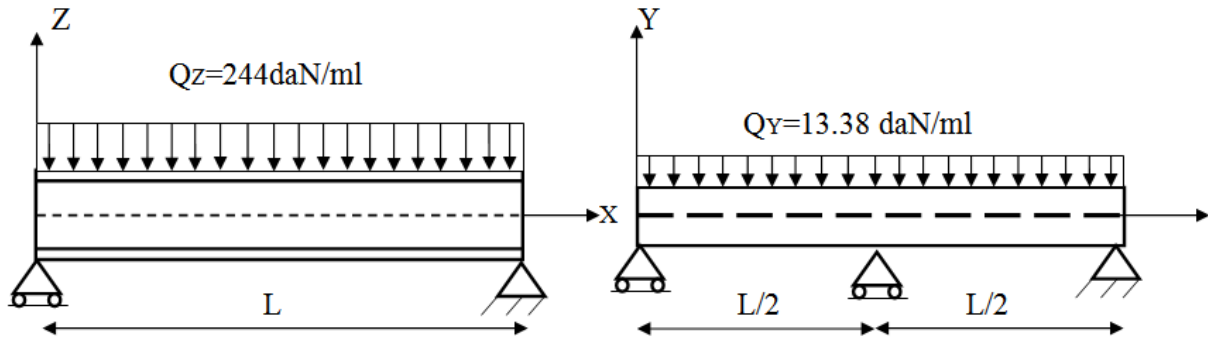


Figure 6 : Les charges réparties sur les deux plans.

2-4)- DIMENSIONNEMENT DE LA PANNE :

Vérification de la flèche suivant (zz) :

$$\frac{f}{L} = \frac{5}{384} \frac{QZ}{EI_Y} \frac{L^3}{n0} \leq \frac{1}{n0}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{QZ}{EI_Y} \frac{L^4}{n0} \leq \frac{L}{n0}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{123.20 \times 10^{-2} 600^4}{2.1 \times 10^6 I_Y} \leq \frac{600}{250}$$

$$I_Y \geq 413.40 \text{ cm}^4$$

On prend un IPE140 avec $I_Y = 541.20 \text{ cm}^4$

3)-VÉRIFICATION DE LA FLEXION BI-AXIALE :

3-1)-VÉRIFICATION DE LA SECTION A L'ELU :

a)- VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

caractéristiques profilé	I_y (cm^4)	I_z (cm^4)	W_{ply} (cm^3)	W_{plz} (cm^3)	I_t (cm^4)	I_w (cm^6)	P (kg/m^2)	A (cm^2)	$Avz(\text{cm}^2)$
IPE 140	541,2	44,92	88,34	19,25	2,45	1980	12,9	16,43	7.64

Tableau 1 : caractéristiques IPE 140.

$$V_{Edz} \leq V_{plRdz} = Avz \frac{fy}{\gamma M1 \sqrt{3}}$$

$$V_{Edy} \leq V_{plRdy} = (A - Avz) \frac{fy}{\gamma M1 \sqrt{3}}$$

$$V_{plRdz}=9669 \text{ daN}$$

$$V_{plRdy}=5173 \text{ daN}$$

$$V_{Edz}=Q_z \times L/2=732 \text{ daN} \leq 1/2 V_{plRdz} \Rightarrow \text{vérifié}$$

$$V_{Edy}=0.625 Q_y \times L/2=20 \text{ daN} \leq 1/2 V_{plRdy} \Rightarrow \text{vérifié}$$

L'effort tranchant n'a aucune influence sur la résistance du moment fléchissant.

b)- VÉRIFICATION DES MOMENTS FLÉCHISSANT:

$$\left[\frac{ME_{dy}}{M_{plRdy}} \right]^\alpha + \left[\frac{ME_{dz}}{M_{plRdz}} \right]^\beta \leq 1$$

La panne est de classe 1 donc $\alpha=2$ et $\beta=1$.

$$ME_{dy}=Q_z \times L^2/8 = 1098 \text{ daNm}$$

$$ME_{dz}=Q_y \times (L/2)^2/8 = 15 \text{ daNm}$$

$$M_{plRdy} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1887 \text{ daNm}$$

$$M_{plRdz} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 411 \text{ daNm}$$

$$\left[\frac{1098}{1887} \right]^2 + \left[\frac{15}{411} \right] = 0.37 < 1 \Rightarrow \text{vérifié}$$

La section est vérifiée vis-à-vis des moments fléchissant.

c)- VÉRIFICATION AU DÉVERSEMENT :

Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres fléchies qui survient lorsque la partie comprimée de la section droite se dérobe latéralement, entraînant la section dans un mouvement de translation horizontale orthogonale à l'âme et de rotation autour du centre de cisaillement. Lorsqu'un élément est comprimé et fléchi, il peut périr par flambement par flexion et torsion et il y a lieu de vérifier la condition suivante :

d)-CALCUL DU MOMENT CRITIQUE DE DÉVERSEMENT:**Semelle supérieure :**

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu quelle est fixée à la toiture il n'y a donc pas risque de déversement.

Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

Le cas de charge à considérer est :

$$G_{\text{toiture (ZZ)}} + V1 = 47.976 + (-171.17) = -123.20 \text{ daN/ml.} \quad \uparrow$$

$$M_{Edy} = 553 \text{ daNm}$$

Pour $k = k_w = 1$ pas d'encastrement aux extrémités

k et k_w : facteurs de longueur effective,

$$M_{cr} = c_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right]^{0.5}$$

$$c_1 = 1.132$$

$$E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 81\,000 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{cr} = 1.132 \times \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 44.92 \times 10^6}{600^2} \left[\frac{1980}{44.92} + \frac{600^2 \times 81 \times 0.386 \times 2.45}{\pi^2 \times 44.92} \right]^{0.5}$$

$$M_{cr} = 7.30 \text{ KNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{ply} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 88.34 \times 10^3 \times 235}{7.30 \times 10^6}} = 1.62$$

$$\text{On a: } \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{120}{64} = 1.875 > 1.2 \\ t_f = 6.3 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \text{courbe "a"}$$

D'où $\chi_{LT}=0.3264$

Il faut vérifier que :

$$M_{Edy} \leq \frac{\chi_{LT} W_{ely} f_y}{\gamma M_1}$$

$$\frac{\chi_{LT} W_{ely} f_y}{\gamma M_1} = \frac{0.3264 \times 52.96 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 616 \text{ daNm} > 553 \text{ daNm} \dots \text{OK}$$

Conclusion :

Le profilé choisit **IPE 140** convient pour les pannes.

4)-CALCUL DE L'ÉCHANTIGNOLLE :

L'échantignole est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes.

Assemblage par échantignole simple : l'échantignole est réalisée au moyen d'un plat plié ; elle est dimensionnée en flexion sous l'effet de l'effort de soulèvement et de l'effort suivant versant. Ce type d'attache ne convient que pour des efforts modestes.

4-1)-DIMENSIONNEMENT DE L'ÉCHANTIGNOLE :

L'excentrement « t » est limité par les conditions suivantes :

$$2(b/2) \leq t \leq 3(b/2)$$

Pour un IPE 140 nous avons :

$$\begin{cases} b = 7.3 \text{ cm} \\ h = 14 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow 7.3 \text{ cm} \leq t \leq 10.95 \text{ cm}$$

On prend $t=8 \text{ cm}$.

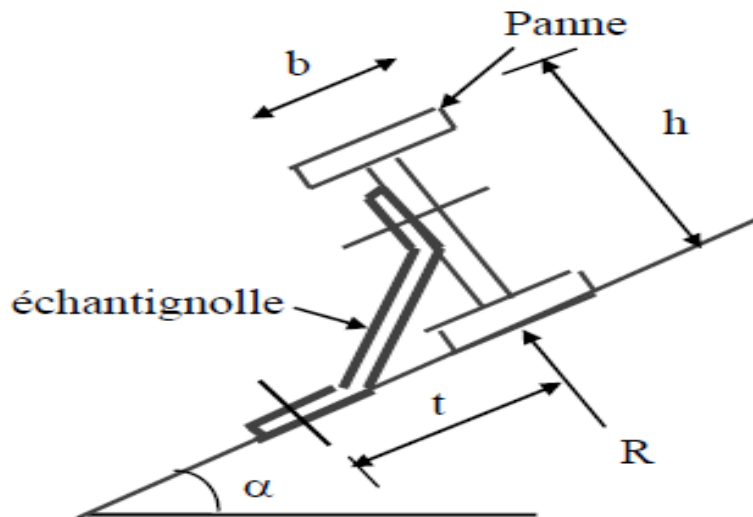


Figure C-2-1 : Disposition de l'échantignolle

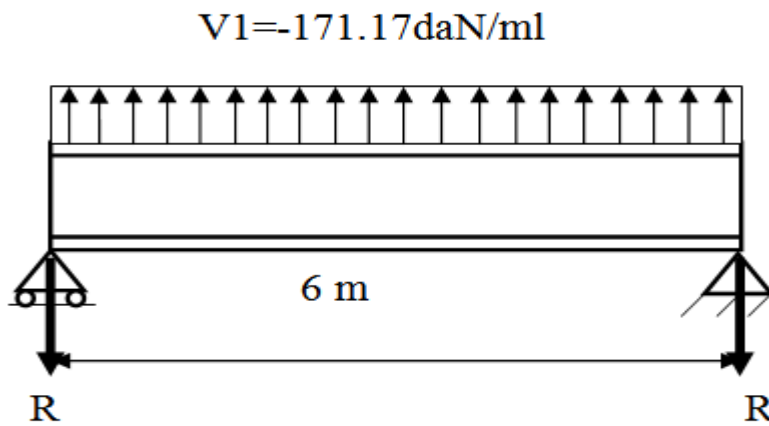


Figure C-2-2: chargement des échantignoles

$$R = (V1 \times L) / 2 = (171.17 \times 6) / 2 = 513.51 \text{ daN.}$$

4-2)-CALCUL DU MOMENT DE RENVERSEMENT :

$$M_r = R \times t = 513.51 \times 8 = 4108.08 \text{ daN.cm}$$

$$M_r \leq W_{ech} \cdot \sigma_e$$

4-3)-CALCUL DE L'ÉPAISSEUR DE L'ÉCHANTIGNOLLE :

L'acier résiste à 2400da N/m² pour une masse spécifique de : 7850daN/m³

$$\sigma_e = 2400 \text{ daN/m}^2$$

$$W_{ech} \geq \frac{Mr}{\sigma_e} = \frac{4108.08}{2400} = 1.71 \text{ cm}^3$$

$$W_{ech} = \frac{a \times e^2}{6} \Rightarrow e = \sqrt{\frac{6 \times W_{ech}}{a}} = \sqrt{\frac{6 \times 1.71}{17}} = 0.78 \text{ cm}$$

On prend e=10 mm ;

La largeur de l'échantignolle (a = 17 cm)

5)-CALCUL DES LIERNES :

Le liernage des pannes d'une toiture a les fonctions suivantes :

- Apporter aux pannes un maintien latéral ;
- Limiter la portée de la panne stabilisée (ou de sa semelle supérieure isolée) vis-à-vis des actions latérales (suivant le versant) ;
- Limiter la longueur de déversement sous moment négatif et/ou positif ;
- Limiter la longueur de flambement latéral pour les pannes comprimées.

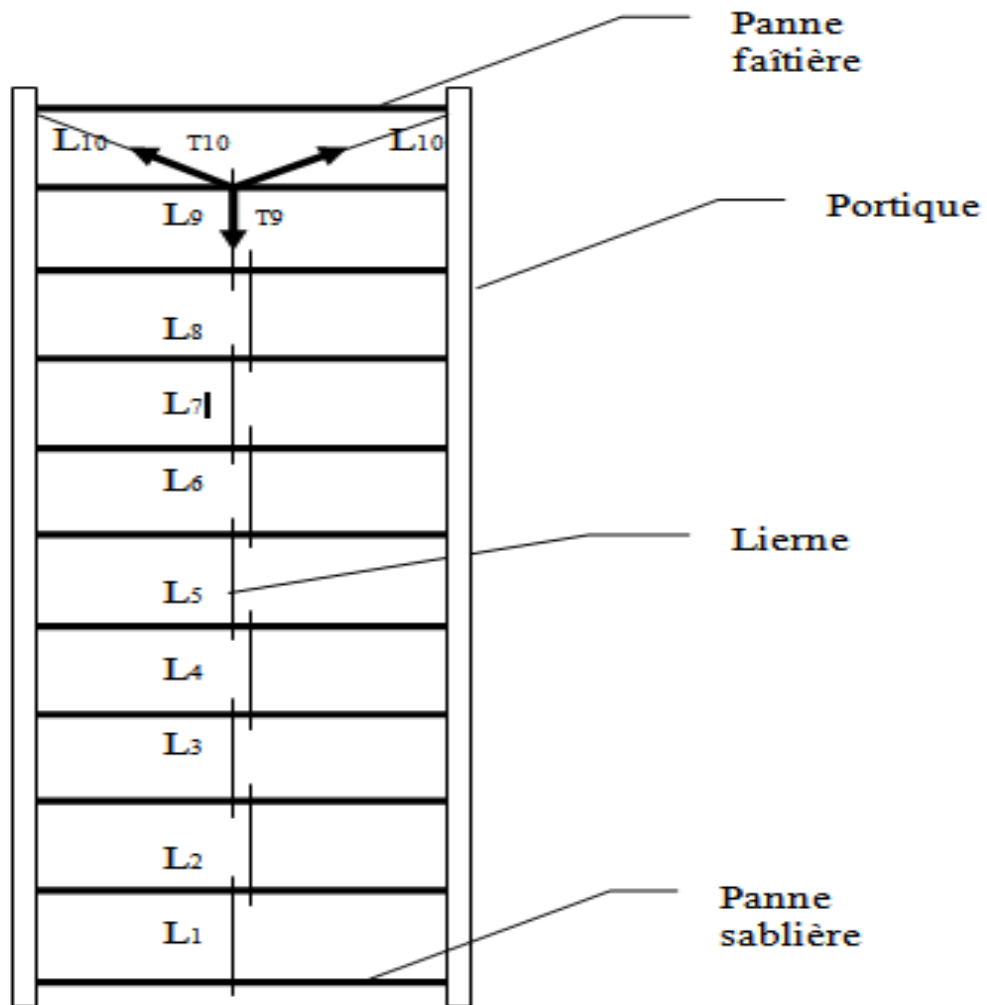


Figure d-1 : Disposition des liernes

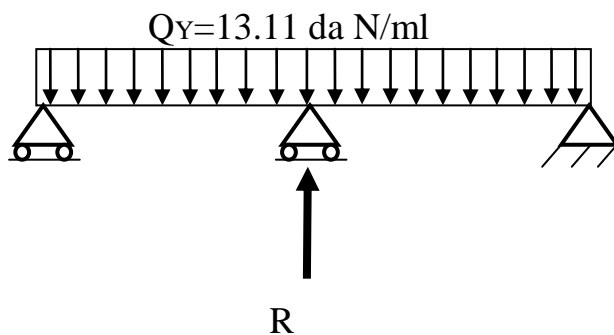


Figure d-2-: chargement des liernes

5-1)-DIMENSIONNEMENT DES LIERNES:

La réaction R au niveau du lierne :

$$R=1.25Q_y \times L=1.25 \times 13.11 \times 3=49.16 \text{ da N}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L_1 provenant de la panne sablière :

$$T1=\frac{R}{2}=\frac{49.16}{2}=24.58 \text{ da N}$$

$$T2=R+T1=73.74 \text{ da N}$$

$$2T10 \times \cos \theta = T9 \Rightarrow T10 = \frac{T9}{2 \cos \theta}$$

$$\theta = 19^\circ \Rightarrow T10 = \frac{417.86}{2 \times \cos 19^\circ} = 220.97 \text{ da N}$$

liernes	Effort de traction	Valeurs (da N)
L1	T1	24.58
L2	T2	73.74
L3	T3	122.90
L4	T4	172.06
L5	T5	221.22
L6	T6	270.38
L7	T7	319.54
L8	T8	368.70
L9	T9	417.86
L10	T10	220.97

Tableau **d-1-1** : efforts repris par les liernes

5-2)-CALCUL DE LA SECTION DES LIERNES :

Les liernes fonctionnent en traction ;

La lierne la plus sollicitée est L9.

T9=417.86da N

$$T9 < A\sigma_e \Rightarrow A = \frac{\pi\phi^2}{4} > \frac{T9}{\sigma_e} \Rightarrow \phi > \sqrt{\frac{T9 \times 4}{\pi \times \sigma_e}} = \sqrt{\frac{417.86 \times 4}{\pi \times 2400}} = 0.47 \text{cm}$$

On prend une barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$.

2)-CALCUL DES LISSES DE BARDAGE :

Les lisses de bardage sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPN) ou de profils minces pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. Selon la portée admissible des bacs de bardage (tôle nervurée simple peau TR 35), on opte pour un entraxe de 1.33 m suivant le sens des long pan.

2-1)-CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES :**A)-DISPOSITION CONSTRUCTIVE :**

- Distance entre lisse → 1.33 m
- Portée de la lisse → 6.00 m
- Surface supportée → 7.98 m²

B)-CONDITION DE RÉSISTANCE : (suivant le plan de l'âme)

-La pression engendrée par le vent extrême vaut :

$$W_e = W_n \times e \quad \text{avec:} \quad W_n = 103.72 \text{ daN/m}^2$$

$$e = 1.33 \text{ m}$$

$$W_e = 103.72 \times 1.33 = 137.95 \text{ daN/ml}$$

$$W = 1.75 \times W_e \times \delta \quad \text{avec:} \quad \delta = 0.86$$

$$W = 1.75 \times 137.95 \times 0.86 = 207.62 \text{ daN/ml}$$

2-2)-PRÉ DIMENSIONNEMENT :

En respectant la condition de rigidité:

$$f_z = \frac{5 \times W \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 200 \times W \times L^3}{384 \times E}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 556.125 \text{ cm}^4$$

On opte pour un UPN140

	$W_{ply} (cm^3)$	$W_{plz} (cm^3)$	$I_y (cm^4)$	$G_{lisse} (daN/ml)$	$G_{bardage} (daN/ml)$
UPN140	103	28.3	605	16	9.46

$$M_{edy} = \frac{W \times L^2}{8} = \frac{207.62 \times 6^2}{8} = 934.29 \text{ daN.m}$$

$$M_{plrdy} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{103 \times 235}{1.1} = 2200.45 \text{ daN.m}$$

$$M_{edz} = \frac{1.35 \times Q_y \times L^2}{8} = \frac{1.35 \times (16 + 9.46) \times 6^2}{8} = 154.67 \text{ daN.m}$$

$$M_{plrdz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{28.3 \times 235}{1.1} = 604.59 \text{ daN.m}$$

La pièce travail en flexion déviée simple, vérifions l'inégalité suivante :

$$\left[\frac{M_{edy}}{M_{ply}} \right]^2 + \frac{M_{edz}}{M_{plz}} \leq 1$$

$$\left[\frac{M_{edy}}{M_{ply}} \right]^2 + \frac{M_{edz}}{M_{plz}} = \left[\frac{934.29}{2200.45} \right]^2 + \frac{154.67}{604.59} = 0.44 < 1$$

L'UPN140 est vérifié en flexion déviée.

2-3)-VÉRIFICATION VIS-À-VIS DU RISQUE DE DÉVERSEMENT :

A)-CALCUL DE $\bar{\lambda}_{LT}$:(l'élancement pour le déversement)

$$\text{UPN140 a une section de classe 1} \rightarrow \begin{cases} \beta_w = 1 \\ \gamma_{M0} = 1 \\ \gamma_{M1} = 1.1 \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} \quad \text{avec : } \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \quad / \quad \varepsilon = 1 \text{ (acier S235)}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} \times \sqrt{C_1} \quad \text{avec : } C_1 = 1.132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{600/1.75}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{600/1.75}{140/10}\right)^2\right]^{0.25} \times \sqrt{1.132}} = 137.144$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{137.144}{93.9} \times \sqrt{1} = 1.46 > 0.4 \Rightarrow \text{Il faut vérifier au risque de déversement}$$

B)-CALCUL DE COEFFICIENT DE RÉDUCTION POUR LE DÉVERSEMENT :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \quad \text{mais : } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Où : } \phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

α_{LT} : est un facteur d'imperfection pour le déversement.

$\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profils laminés

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(1.46 - 0.2) + 1.46^2] = 1.698$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.698 + (1.698^2 - 1.46^2)^{0.5}} = 0.389 < 1$$

$$M_{bRdy} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0.389 \times 1 \times 103 \times \frac{235}{1.1}$$

$$M_{bRdy} = 855.97 \text{ daN.m} < M_{edy} = 934.29 \text{ daN.m}$$

La lisse n'est pas prémunie contre le risque de déversement.

2-4)-REDIMENSIONNEMENT DE LA LISSE :

On prend un UPN160.

	$W_{ply} \text{ (cm}^3\text{)}$	$W_{plz} \text{ (cm}^3\text{)}$	$I_y \text{ (cm}^4\text{)}$	$G_{lisse} \text{ (daN/ml)}$	$G_{bardage} \text{ (daN/ml)}$
UPN160	138	35.2	925	18.8	9.46

A)-VÉRIFICATION DE LA FLÈCHE :

La flèche est vérifiée vu que : $I_y = 925 \text{ cm}^4 > 556.125 \text{ cm}^4$

B)-DÉFINITION DES CHARGES, ACTIONS ET SOLLICITATION :

$$Q_z = W = 207.62 \text{ daN/ml}$$

$$Q_y = G_L + G_B = 18.8 + 9.46 = 28.26 \text{ daN/ml}$$

B-1)-VÉRIFICATION DE LA LISSE VIS-À-VIS DE L'EFFORT DE CISAILLEMENT

Nous allons faire la vérification en tenant compte de la charge exercée par le vent et celle exercée par les poids propre.

-Suivant l'axe (z-z) :

On a : $Q_z = W = 207.62 \text{ daN/ml}$ (charge uniforme pondérée)

$$V_{edz} = \frac{W \times L}{2} = 622.86 \text{ daN}$$

-CALCUL DE LA RÉSISTANCE PLASTIQUE AU CISAILLEMENT :

$$V_{plrdz} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad A_v: \text{l'aire de cisaillement.}$$

Profil en U : $A_v = A - 2bt_f + (t_w + r)t_f$

$$A_v = 12.24 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_{plrdz} = 16606.9 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow 0.5 V_{plrdz} = 8303.45 \text{ daN}$$

On a : $V_{edz} = 622.86 \text{ daN} < 0.5 V_{plrdz} = 8303.45 \text{ daN}$

d'où : pas d'influence sur la résistance au moment fléchissant.

-Suivant l'axe (y-y) :

On a : $Q_y = G_{\text{lisser}} + G_{\text{bardage}} = 28.26 \text{ daN/ml}$

$$V_{edy} = \frac{1.35 Q_y \times L}{2} = 114.453 \text{ daN}$$

-CALCUL DE LA RÉSISTANCE PLASTIQUE AU CISAILLEMENT :

$$V_{plrdy} = \frac{(A-A_v) \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{Mo}} \quad \text{avec : } (A-A_v) = 24 - 12.24 = 11.76 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_{plrdy} = 15955.65 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow 0.5V_{plrdy} = 7977.825 \text{ daN}$$

$$\text{On a : } V_{edy} = 114.453 \text{ daN} < 0.5V_{plrdy} = 7977.825 \text{ daN}$$

d'où : pas d'influence sur la résistance au moment fléchissant.

B-2)-VÉRIFICATION DE LA FLEXION DÉVIÉE SIMPLE :

$$M_{edy} = 934.29 \text{ daN.m}$$

$$M_{plrdy} = 2948.18 \text{ daN.m}$$

$$M_{edz} = 171.68 \text{ daN.m}$$

$$M_{plrdz} = 752 \text{ daN.m}$$

Vérifions l'inégalité suivante:

$$\left[\frac{M_{edy}}{M_{plrdy}} \right]^2 + \left[\frac{M_{edz}}{M_{plrdz}} \right] \leq 1$$

$$\left[\frac{934.29}{2948.18} \right]^2 + \left[\frac{171.68}{752} \right] = 0.33 < 1$$

L'UPN160 est vérifié en flexion déviée.

C)-VÉRIFICATION DE LA LISSE AU DÉVERSEMENT :

UPN160 de classe 1

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} \quad \text{avec : } \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \quad / \quad \varepsilon = 1; (\text{acier 235}).$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25} \times \sqrt{C_1}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{600/1.89}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{600/1.89}{160/10.5} \right)^2 \right]^{0.25} \times \sqrt{1.132}} = 136.69$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{136.69}{93.9} = 1.45 > 0.4 \Rightarrow \text{Il faut vérifier le risque au déversement.}$$

C-1)-CALCUL DU COEFFICIENT DE RÉDUCTION POUR LE DÉVERSEMENT :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \quad \text{mais : } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Où : } \phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 1.683$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.683 + [1.683^2 - 1.45^2]^{0.5}} = 0.394 < 1$$

$$M_{brdy} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0.394 \times 1 \times 138 \times \frac{235}{1.1}$$

$$\Rightarrow M_{brdy} = 1161.58 \text{ daN.m} > M_{edy} = 934.29 \text{ daN.m}$$

La lisse est prémunie contre le risque de déversement.

CONCLUSION :

L'UPN160 vérifie toutes les conditions de calcul et par conséquent il peut être employé sans aucun risque.

3-1)-CALCUL DES DISPOSITIFS DE CONTREVENTEMENT :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets de séisme, chocs etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutres au vent), en façade (palées de stabilité), et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

3-1)-CONTREVENTEMENT HORIZONTAL (SOUS VERSANT) :

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse.

Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

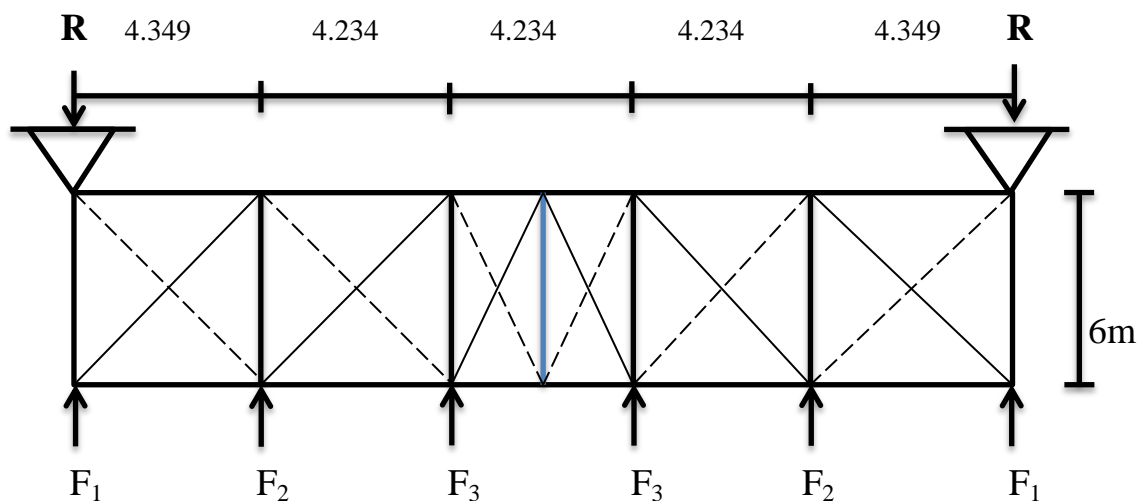
A)-CHOIX DU SYSTÈME DE CONTREVENTEMENT :

Nous avons optés pour un contreventement selon le système des crois de SAINT ANDRÉ.

B)- LES CHARGES ET EFFORTS REVENANTS AU SYSTÈME :

La pression de vent est calculée est égale a $W= 103.72 \text{ daN/m}^2$, elle représente la pression la plus défavorable parmi toutes les directions de vent.

La force d'entrainement $F_e=1855 \text{ daN}$.



Poutre au vent

B-1)-CALCUL DES FORCES APPLIQUÉES SUR LA POUTRE AU VENT:

$$F_i = \left(\frac{h_i}{2} \times b_i \right) \times W + \frac{F_e}{n}$$

$$F_1 = \left(\frac{h_1}{2} \times b_1 \right) \times W + \frac{F_e}{6} = \left(\frac{7.5}{2} \times 2.1745 \right) \times 103.72 + \frac{1855}{6}$$

$$\Rightarrow F_1 = 1155 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left(\frac{h_2}{2} \times b_1 \right) \times W + \frac{F_e}{6} = \left(\frac{7.533}{2} \times 4.2915 \right) \times 103.72 + \frac{1855}{6}$$

$$\Rightarrow F_2 = 1985.7 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left(\frac{h_3}{2} \times b_3\right) \times W + \frac{F_e}{6} = \left(\frac{7.94}{2} \times 4.234\right) \times 103.72 + \frac{1855}{6}$$

$$\Rightarrow F_3 = 2052.6 \text{ daN}$$

B-2)-CALCUL DES RÉACTIONS D'APPUIS :

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort N_{ed} dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2 \times 1155 + 2 \times 1985.7 + 2 \times 2052.6}{2} = 5193.3 \text{ daN}$$

Le plus grand effort de traction auquel sont soumises les diagonales est égale a :

$$N_{ed} = \frac{R}{\cos 35.935} = \frac{5193.3}{\cos 35.935} = 6414 \text{ daN}$$

C)-DIMENSIONNEMENT :

Nous utilisons des aciers S235 avec : $f_y = 235 \text{ Mpa}$; $f_u = 360 \text{ Mpa}$

C-1)-SECTION DE LA DIAGONALE :

$$A = \frac{N_{ed}}{f_y} = \frac{6414}{2350} = 2.729 \text{ cm}^2$$

Soit L50 × 50 × 5 ($A = 4.80 \text{ cm}^2$)

Une cornière isolée de L50 × 50 × 5 avec deux boulons de $\phi 14$. classe 8 × 8 et trous de 15 mm convient.

Section nette : $A_n = 4.80 - 2 \times (0.5 \times 1.5) = 3.3 \text{ cm}^2$

C-2)-VÉRIFICATION :

Vérifions l'inégalité suivante: $N_{ed} \leq N_{trd}$

$$\text{avec : } N_{trd} = \min \left\{ N_{plrd} = \frac{A_0 \times f_y}{\gamma_{m0}} ; N_{urd} = \frac{0.9 \times A_n \times f_u}{\gamma_{m2}} \right\}$$

$$N_{plrd} = \frac{480 \times 235}{1} = 11280 daN \quad ; \quad N_{urd} = \frac{0.9 \times 330 \times 360}{1.25} = 8553.6 daN$$

$$N_{ed} = 6414 daN < N_{trd} = 8553.6 daN$$

CONCLUSION :

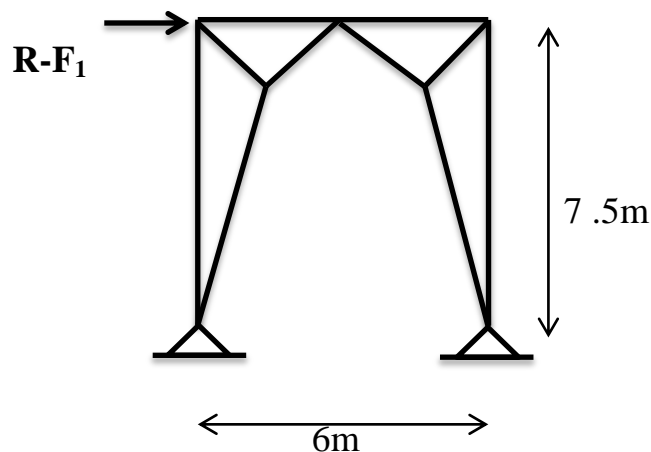
Le système de contreventement en cornière isolée de $L50 \times 50 \times 5$ est valide.

3-2)-CONTREVENTEMENT VERTICAL (PALÉE DE STABILITÉ) :

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations.

A)-CHOIX DE SYSTÈME DE CONTREVENTEMENT :

Nous avons optés pour un contreventement selon le système palée en V.

B)-LES CHARGES ET EFFORTS REVENANTS À LA PALÉE DE STABILITÉ :

Palée de stabilité en V

C)-L'EFFORT DE TRACTION :

Le plus grand effort de traction auquel sont soumises les palées de stabilité obtenu par la méthode des nœuds est égale à :

$$N_{ed} = 34838.43 \text{ daN}$$

C)-DIMENSIONNEMENT :

Nous utilisons des aciers S235 avec : $f_y = 235 \text{ Mpa}$; $f_u = 360 \text{ Mpa}$

C-1)-SECTION DE LA PALÉE DE STABILITÉ :

$$A = \frac{N_{ed}}{f_y} = \frac{34838.43}{2350} = 14.82 \text{ cm}^2$$

Soit $2 \times \text{UPN}100$ ($A=13.5 \text{ cm}^2$).

Palée en (V) $2 \times \text{UPN}100$ avec trois boulons de $\phi 14$. classe 8×8 et trous de 15mm convient.

$$\text{Section nette : } A_n = 13.5 - 3 \times (0.6 \times 1.5) = 10.8 \text{ cm}^2$$

C-2)-VÉRIFICATION :

Vérifions l'inégalité suivante:

$$N_{ed} \leq N_{trd}$$

$$\text{avec : } N_{trd} = \min \left\{ N_{plrd} = \frac{2 \times A_0 \times f_y}{\gamma_{m0}} ; N_{urd} = \frac{0.9 \times 2 \times A_n \times f_u}{\gamma_{m2}} \right\}$$

$$N_{plrd} = \frac{2 \times 1350 \times 235}{1} = 63450 \text{ daN} ; N_{urd} = \frac{0.9 \times 2 \times 1080 \times 360}{1.25} = 36547.2 \text{ daN}$$

$$N_{ed} = 34838.43 \text{ daN} < N_{trd} = 36547.2 \text{ daN}$$

CONCLUSION :

Le système de contreventement en $2 \times \text{UPN}100$ pour la palée de stabilité en (V) est valide.

4)-CALCUL DES POTELETS :

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou H destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent.

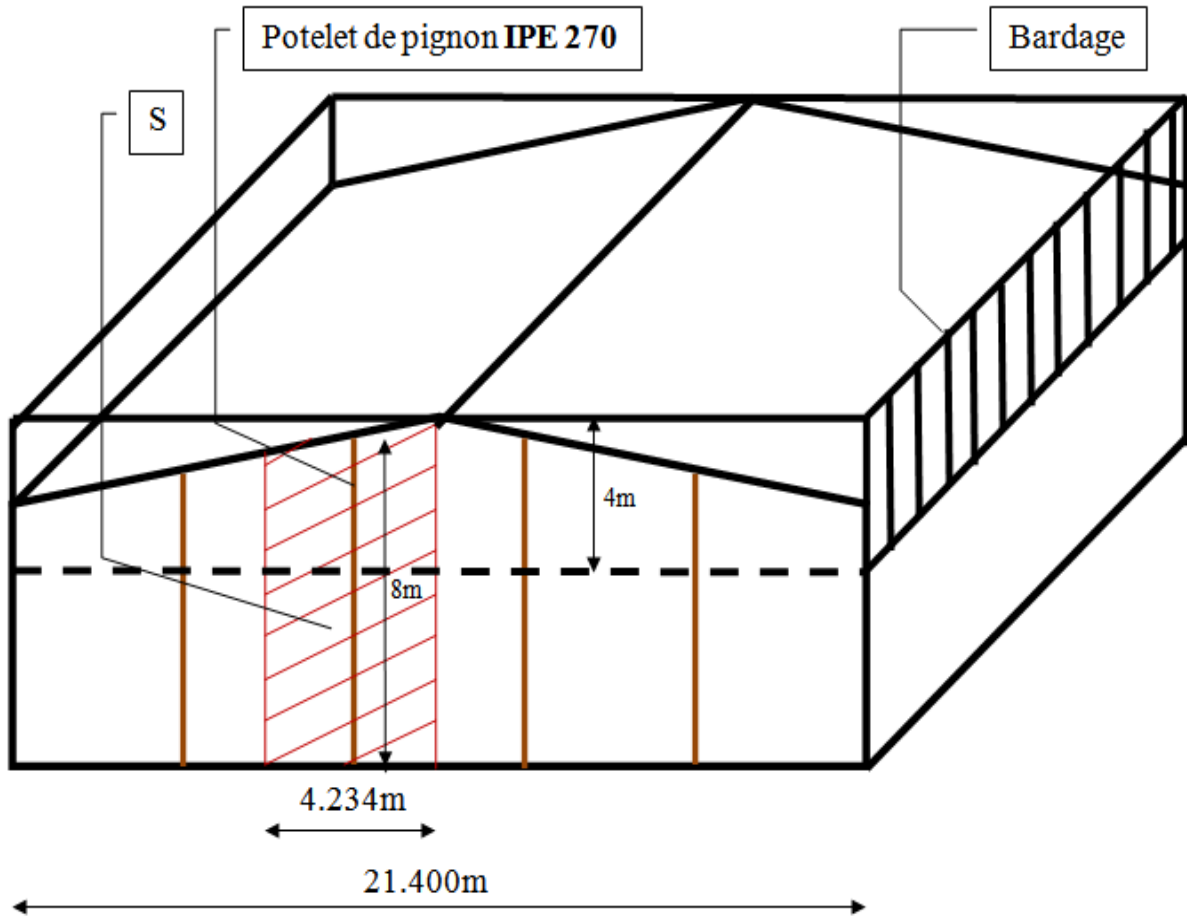


Figure B-1 : Disposition des potelets

4-1) – CONDITION DE FLÈCHE :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{V_n L^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \times \frac{429.80 \times 10^{-2} \times 8000^4}{210\,000 \times 5790 \times 10^4} = 19 \text{ mm} = 1.9 \text{ cm}$$

$$f < \frac{L}{200} = 4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifiée.}$$

4-2)-VÉRIFICATION DE L'EFFORT DE COMPRESSION ET DU MOMENT FLÉCHISSANT:

$$N_{plRd} = A f_y \quad (\text{EC3})$$

$$M_{plRdy} = W_{ply} f_y$$

$$N_{plRd} = 45.9 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3} = 1078.65 \text{KN}$$

$$M_{plRdy} = 484 \times 10^3 \times 235 = 113.74 \text{KNm}$$

A)-CHARGES PERMANENTES (VERTICALE CONCENTRÉE) :

Surface reprise par potelets $S = 33 \text{m}^2$

Surface du bardage : $4 \times 4.234 = 16.94 \text{m}^2$

Poids propre du bardage (TR 35) = $16.94 \times 7.11 \times 2 = 240.83 \text{ da N}$

Poids propre des lisses (UPN 160) = $4.234 \times 18.80 \times 4 = 318.39 \text{ da N}$

Poids propre de potelet (IPE 270) = $8 \times 36.10 = 288.80 \text{ da N}$

$$N_{Ed} = 848.02 \text{ da N}$$

B)-SURCHARGES CLIMATIQUES (HORIZONTALES) :

Vent normale : (voir étude au vent CH II) 1015.13N/m^2

$$V_n = 1015.13 \times 4.234 = 429.80 \text{ daN/m}$$

$$L = 0.7 L_0 = 5.6 \text{m}$$

$$M_{Edy} = \frac{429.80 \times 1.5 \times (8 \times 0.7)^2}{8} = 2527 \text{ da N.m}$$

$$\frac{848.02}{107865} + \frac{2527}{11374} = 0.23 < 1 \Rightarrow \text{vérifie}$$

4-3)-VÉRIFICATION AU FLAMBEMENT :

$$W_{ply} = 484 \times 10^3 \text{mm}^3$$

$$W_{ely} = 428.9 \times 10^3 \text{mm}^3$$

$$\lambda_y = \frac{L}{i_y}$$

$$\lambda_z = \frac{L}{i_z}$$

$$\lambda_z = \frac{5600}{30.2} = 185$$

$$\lambda_y = \frac{8000}{112.3} = 71.24$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9\epsilon} \sqrt{\beta_A}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9\epsilon} \sqrt{\beta_A}$$

$\beta_A = 1$ pour les classes 1 et 2 ;

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{185}{93.9} = 1.97$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{71.24}{93.9} = 0.76$$

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 > 1.2 \\ t_f = 10.2\text{mm} < 40\text{mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y - y \text{ courbe } a \\ z - z \text{ courbe } b \end{cases}$$

$\chi_z = 0.23$ (par interpolation) ;

$\chi_y = 0.82$

$\chi_{min} = \chi_z = 0.23$

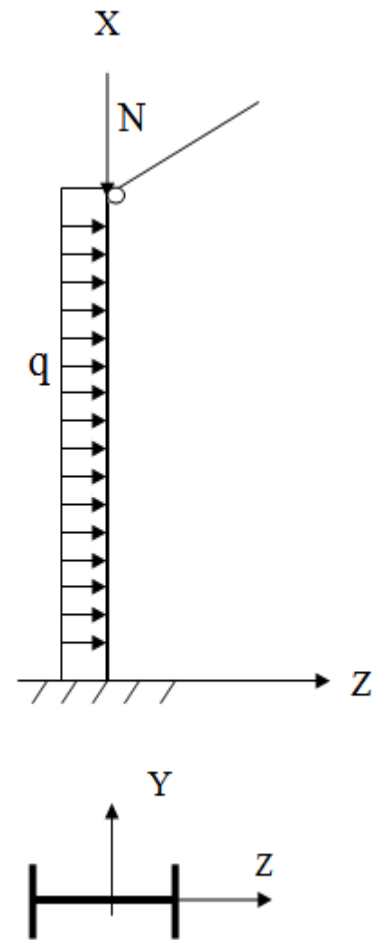


Figure4-1 : chargement des potelets

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left[\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right] \cdot \delta \quad \mu_y \leq 0.90$$

β_{My} : est le facteur de moment uniforme équivalent (Annexe A, tableau A.7) prenant en compte la distribution réelle du moment de flexion sur l'élément à vérifier,

$\delta = 1$ pour les sections de classes 1 et 2 et 0 pour les sections de classe 3.

$$\mu_y = 0.76 (2 \times 1.30 - 4) + \frac{(484 - 428.9)}{428.9} = -0.94$$

K_y est le facteur d'interaction défini par :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Ed}}{\chi_y A f_y}$$

$$K_y = 1 - \frac{(-0.94) \times 800.61}{0.8165 \times 107865} = 0.99$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \frac{N_{plRd}}{\gamma M_1}} + \frac{K_y M_{Edy}}{\frac{M_{plRdy}}{\gamma M_1}} \leq 1 \quad (\text{EC3})$$

$$\frac{848.02 \times 10^{-2}}{0.23 \times \frac{1078.65}{1.1}} + \frac{0.99 \times 2527 \times 10^{-2}}{\frac{113.74}{1.1}} = 0.28 < 1$$

Le potelet est stable au flambement.

4-4) – CALCUL DU MOMENT CRITIQUE DE DÉVERSEMENT:

Pour $k=0.7$ $k_w=1$ encastrement à la base du potelet

k et k_w : facteurs de longueur effective,

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{L^2} \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} \right]^{0.5}$$

$$c_1 = 2.092$$

$$E=210\,000 \text{ N/mm}^2$$

$$G=81\,000 \text{ N/mm}^2$$

Pour un IPE 270 on a les données suivantes :

$$I_w=70.58 \times 10^9 \text{ mm}^6$$

$$I_z=419.9 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_t=15.94 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$M_{cr} = 2.092 \times \frac{\pi^2 \times 21 \times 10^4 \times 419.9 \times 10^4}{8000^2} \left[\frac{70.58 \times 10^9}{419.9 \times 10^4} + \frac{8000^2 \times 81 \times 10^3 \times 15.94 \times 10^4}{\pi^2 \times 21 \times 10^4 \times 419.9 \times 10^4} \right]^{0.5}$$

$$M_{cr}=95.10 \text{ KNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{ply} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 484 \times 10^3 \times 235}{95.10 \times 10^6}} = 1.03$$

$$\text{On a: } \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 > 1.2 \\ t_f = 10.2 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \text{courbe "a"}$$

$$D'où \chi_{LT}=0.6308$$

Il faut vérifier que :

$$M_{Edy} \leq \frac{\chi_{LT} W_{ely} f_y}{\gamma M1}$$

$$\frac{\chi_{LT} W_{ely} f_y}{\gamma M1} = \frac{0.6308 \times 428.9 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 57.80 \text{ KN m}$$

$$M_{Edy}=25.27 \text{ KN m} < 57.80 \text{ KN m}$$

Le potelet est stable au déversement.

CONCLUSION :

L'IPE 270 vérifie toutes les conditions de calcul et par conséquent il peut être employé sans aucun risque.

1)-INTRODUCTION :

Une dalle mixte est un élément de construction des bâtiments métalliques à ossature mixte. Elle est composée d'une tôle nervurée sur laquelle on coule une dalle en béton comportant un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de la température. Dans ce type de dalles (appelées aussi plancher collaborant), la tôle nervurée sert de plate-forme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armature inférieure pour la dalle après durcissement du béton. Elle peut également servir de contreventement horizontal provisoire lors du montage de la structure porteuse du bâtiment, à condition qu'elle soit fixée à la poutraison de façon adéquate.

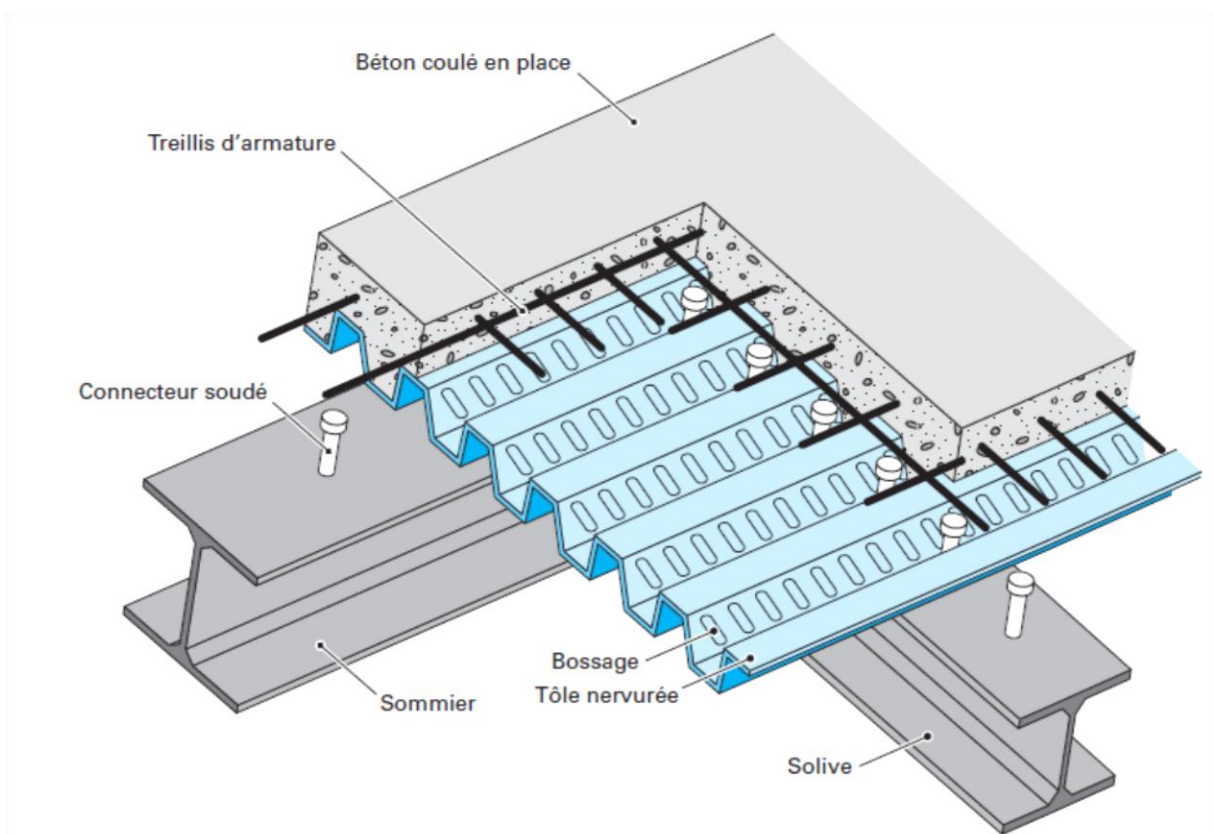


Figure 1 – Composition du plancher

- Trame : 4.35m×5.00m
- Dalle en béton armé ; coulée sur bac en acier, d'épaisseur $t=17.50\text{cm}$
- Entraxe des solives ($0.7\text{m}\leq L\leq 1.5\text{m}$) ; on prend $L=1.10\text{m}$
- Contraintes admissibles des matériaux :

Acier : $f_y=235\text{MPa}$ et $\tau_e=0.58f_y=136.30\text{MPa}$

Béton : $f_{c28}=25\text{MPa}$

- Coefficient d'équivalence acier/béton : $n=15$
- Coefficient de retrait du béton : $\varepsilon=2\times 10^{-4}$

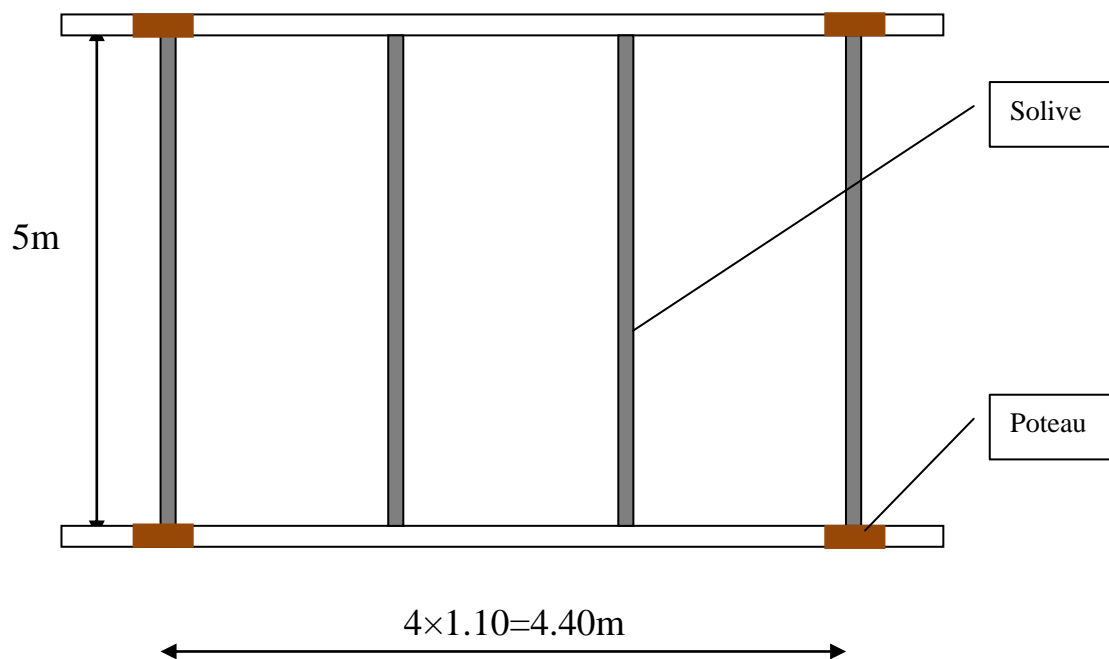


Figure 2- Disposition des solives

2)-CHARGES PERMANENTES ET SURCHARGES :

Plancher collaborant : $\rho \times t = 25 \times 0.175 = 4.375 \text{ KN/m}^2 = 437.5 \text{ Kg/m}^2$

Bac en acier (PC 55) : 13.08 Kg/m^2

Cloison de séparation (10cm) : 100 Kg/m^2

Carrelage (2cm) : 44 Kg/m^2

Mortier de pose (2cm) : 40 Kg/m^2

Lit de sable (2cm) : 36 Kg/m^2

Faux plafond en plâtre : 20 Kg/m^2

Surcharge d'exploitation : 1.5 KN/m^2

IPE 140 : 12.90 Kg/m

$G = 690.58 \text{ Kg/m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 = 150 \text{ Kg/m}^2$

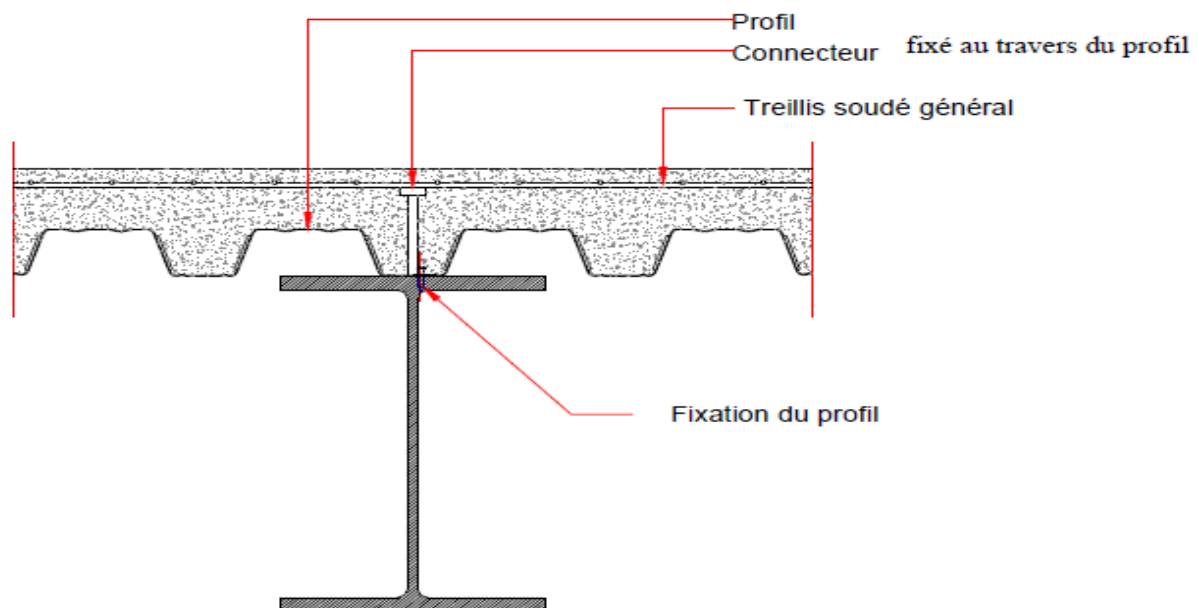
3)-CALCUL DES SOLIVES:

Figure 3 – Plancher mixte

A : section d'acier

B : section de béton

S: section mixte

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

Le choix d'une section se fait par approches successives .Essayons un IPE 140

$$B=110 \times 17.5=1925 \text{ cm}^2$$

$$\text{IPE 140} \Rightarrow A=16.4 \text{ cm}^2$$

$$S=16.4+\frac{1925}{15}=144.73 \text{ cm}^2$$

$$d=\frac{bt}{n} \frac{t+h}{2S}=\frac{1925}{15} \times \frac{17.5+14}{2 \times 144.73}=13.97 \text{ cm}$$

$$v_i=\frac{h}{2}+d=\frac{14}{2}+13.97=20.97 \text{ cm}$$

$$v_s=\frac{h}{2}+t-d=\frac{14}{2}+17.5-13.97=10.53 \text{ cm}$$

$$I=I_A+Ad^2+\frac{I_B}{n}+\frac{B}{n}\left(\frac{t+h}{2}-d\right)^2$$

$$I_B=\frac{bt^3}{12}=\frac{110 \times 17.5^3}{12}=49127.60 \text{ cm}^4$$

$$I_A=541.20 \text{ cm}^4$$

$$I=541.20+16.4 \times 13.97^2+\frac{49127.60}{15}+\frac{1925}{15}\left(\frac{17.5+14}{2}-13.97\right)^2=7423.62 \text{ cm}^4$$

Le moment fléchissant dans la section mixte :

$$M=b(1.35G+1.5Q)l^2/8$$

$$M=(1.10 \times (1.35 \times 690.58+1.5 \times 150)+12.90) \times \frac{5^2}{8}=4019 \text{ daNm}$$

$$M=40.19 \text{ KNm}$$

Contraintes dans la poutre :

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{I} v_i = \frac{40.19 \times 20.97 \times 10^3}{7423.62} = -113.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I} (v_s - t) = \frac{40.19 \times (10.53 - 17.5) \times 10^3}{7423.62} = -37.73 \text{ MPa}$$

Contraintes dans la dalle en béton :

$$\sigma_{bi} = \frac{M}{nl} (v_s - t) = \frac{40.19 \times (10.53 - 17.5) \times 10^3}{15 \times 7423.62} = -2.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{M}{nl} v_s = \frac{40.19 \times 10.53 \times 10^3}{15 \times 7423.62} = +3.80 \text{ MPa}$$

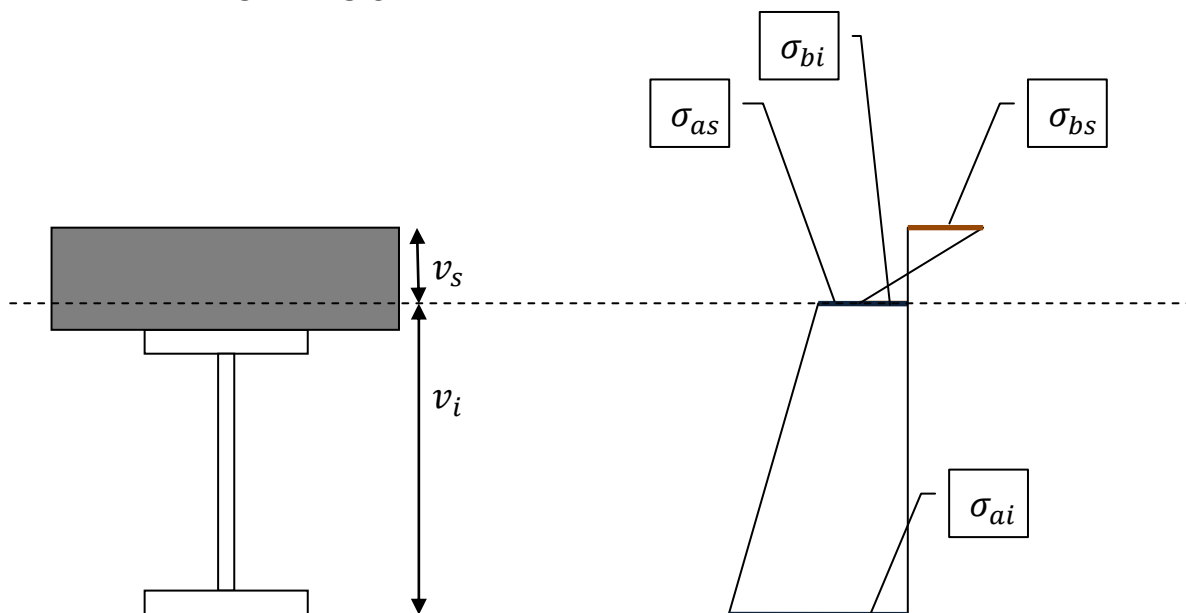


Figure 3 – Distribution des contraintes

Effort tranchant :

$$V = b (1.35G + 1.5Q) l / 2 = (1.10 \times (1.35 \times 690.58 + 1.5 \times 150) + 12.90) \times \frac{5}{2}$$

$$V = 3214.78 \text{ daN}$$

$$V = 32.15 \text{ KN}$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{ah} = \frac{32.15 \times 10^3}{4.7 \times 140} = 48.85 \text{ MPa} < 0.58 f_y = 136.30 \text{ MPa}$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \frac{l^3 Q (\text{non pondérée})}{EI_y}$$

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \times \frac{500^3 \times 840.58 \times 1.10 \times 10^{-3}}{21 \times 10^4 \times 7423.62} = 0.001 < \frac{1}{250} = 0.004$$

La flèche est vérifiée

Contraintes additionnelles dues au retrait du béton :

$$\beta = \frac{h+t}{2} = 15.75 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I_A}{A\beta} = \frac{541.20}{16.4 \times 15.75} = 2.10 \text{ cm}$$

$$K = \frac{BE_a \varepsilon \beta A}{nI_A A + BI_A + BA\beta^2}$$

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

$$K = \frac{1925 \times 42 \times 10^{-3} \times 15.75 \times 16.4 \times 10^2}{15 \times 541.20 \times 16.4 + 1925 \times 541.20 + 1925 \times 16.4 \times 15.75^2} = 0.23 \text{ N/mm}^3$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = 10.85 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 28.35 \text{ cm}$$

Les valeurs des contraintes:

$$\sigma_{as} = Ky_1 = 0.23 \times 108.5 = 24.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K(h - y_1) = 0.23 \times (140 - 108.5) = -7.245 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n}(E_a \varepsilon - Ky_1) = \frac{1}{15}(42 - 24.95) = -1.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n}(E_a \varepsilon - Ky_2) = \frac{1}{15}(42 - 65.20) = 1.55 \text{ MPa}$$

Contraintes finales:

$$\begin{cases} \sigma_{as} = -37.73 + 24.95 = -12.78\text{MPa} \\ \sigma_{ai} = -113.53 - 7.245 = -120.76\text{MPa} \end{cases} < f_y = 235\text{MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bi} = -2.51 - 1.14 = -3.65\text{MPa} \\ \sigma_{bs} = +3.80 + 1.55 = +5.35\text{MPa} \end{cases} < 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Les solives sont entièrement tendues

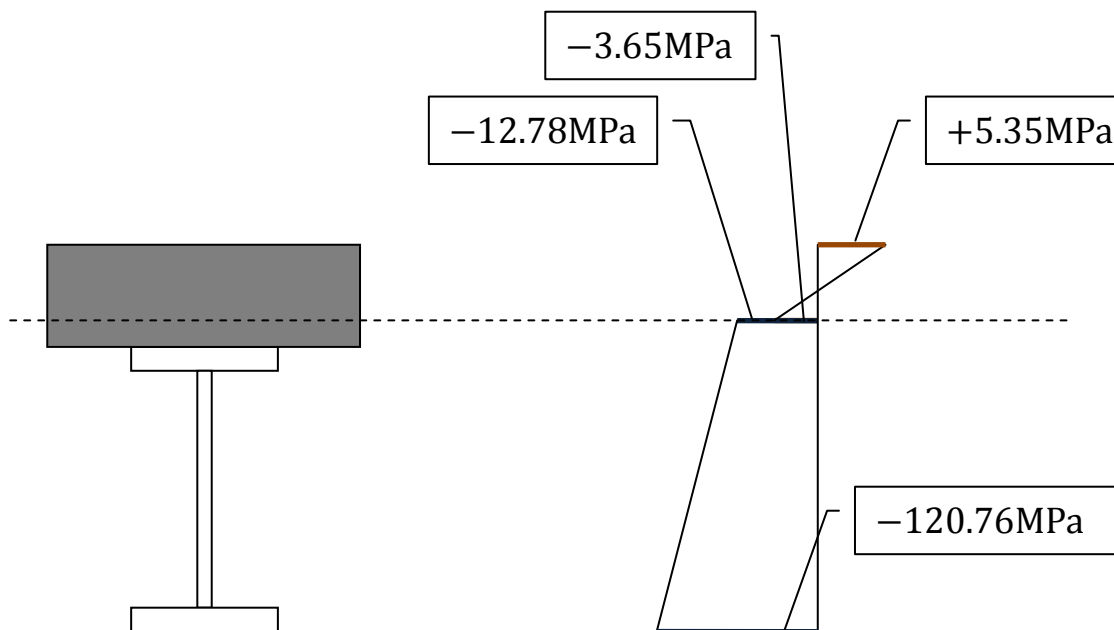


Figure 4 – Diagramme des contraintes finales

4)- CALCUL DES POUTRES MAÎTRESSES :

➤ Charges permanentes :

$$\text{Dalle+Solive: } 690.58 \times 5 + 0.129 \times \frac{5}{1.1} = 3453.5 \text{ daN/ml} = 34.548 \text{ KN/ml}$$

➤ Charge variable:

$$\text{Charges d'exploitation : } 1.5 \times 5 = 7.50 \text{ KN/ml}$$

➤ Charge linéique totale :

$$\text{Non pondérée : } P_0 = 34.54 + 7.50 = 42.04 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Pondérée : } P = (1.35 \times 34.54) + (1.5 \times 7.50) = 57.88 \text{ KN/ml}$$

Condition de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{P_0 l^4}{EI} \leq \frac{l}{250} \quad \text{d'où: } I \geq \frac{5 \times P_0 l^3 \times 250}{384 E} = \frac{5 \times 250 \times 42.04 \times 440^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 5552 \text{ cm}^4$$

$$I \geq 5552 \text{ cm}^4$$

On prend un IPE 270 ; $I = 5790 \text{ cm}^4$

Vérification de la résistance en flexion:

Le moment fléchissant maximal :

$$M_{Edy} = \frac{Pl^2}{8} = \frac{57.88 \times 4.40^2}{8} = 140 \text{ KNm}$$

Le moment plastique :

$$M_{pl} = W_{pl} f_y = 628.4 \times 235 \times 10^{-3} = 147.67 \text{ KNm}$$

$M_{Edy} < M_{pl} \Rightarrow$ La condition est vérifiée

Vérification à l'effort tranchant :

$$V = Pl/2 = 57.88 \times \frac{4.40}{2} = 127.37 \text{ KN}$$

La contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{ah} = \frac{127.37 \times 10^3}{7.1 \times 300} = 59.80 \text{ MPa} < 0.58 f_y = 136.30 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

5)- CALCUL DES CONNECTEURS :

La fonction des connecteurs, répartis le long de l'interface acier- béton d'une poutre mixte et généralement associés à des armatures transversales, est de transmettre en sécurité les efforts de cisaillement longitudinal entre le profilé métallique et la dalle.

Résistance de calcul d'un connecteur :

Goujon :

$$h = 95 \text{ mm}$$

$$d = 19 \text{ mm}$$

$$h/d = 5 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{Rd1} = \frac{0.8 f_u \left(\frac{\pi d^2}{4}\right)}{\gamma_V} = \frac{0.8 \times 360 \left(\frac{\pi 19^2}{4}\right)}{1.25} \times 10^{-3} = 65.32 \text{KN}$$

$$P_{Rd2} = \frac{0.29 \alpha d^2 \sqrt{(f_{ck} E_{cm})}}{\gamma_V} = \frac{0.29 \times 1 \times 19^2 \sqrt{(25 \times 28000)}}{1.25} \times 10^{-3} = 70 \text{KN}$$

Par conséquent : $P_{Rd} = 65.32 \text{KN}$

Un goujon par nervure donne :

$$k_t = \frac{0.7 b_0}{\sqrt{N_r} h_p} \left(\frac{h}{h_p} - 1\right) = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{75}{55} \left(\frac{95}{55} - 1\right) = 0.69$$

$$P_{Rd} = 0.69 \times 65.32 = 45.35 \text{KN}$$

Connexion complète

$$V_1 = F_{cf} = A \frac{f_y}{\gamma_a} = 16.4 \times \frac{235}{1.1} \times 10^{-1} = 350.36 \text{KN}$$

$$N = \frac{l}{b_d} = \frac{5000}{150} = 34$$

$$\sum P_{Rd} = \frac{34}{2} \times 45.35 = 770.95 \text{KN} > V_1$$

$$R_c = b_{eff} h_c 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1100 \times 120 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 1870 \text{KN}$$

$$R_s = F_{cf} = 350.36 \text{KN}$$

$$M_{plRd} = R_s \left(\frac{h}{2} + h_p + h_c - \frac{R_s h_c}{R_c}\right) = 350.36 \times \left(70 + 55 + 120 - \frac{350.36}{1870} \times \frac{120}{2}\right) 10^{-3}$$

$$M_{plRd} = 81.90 \text{KNm}$$

$$M_{plaRd} = 18.87 \text{KNm}$$

$$S = b_d = 150 \text{mm}$$

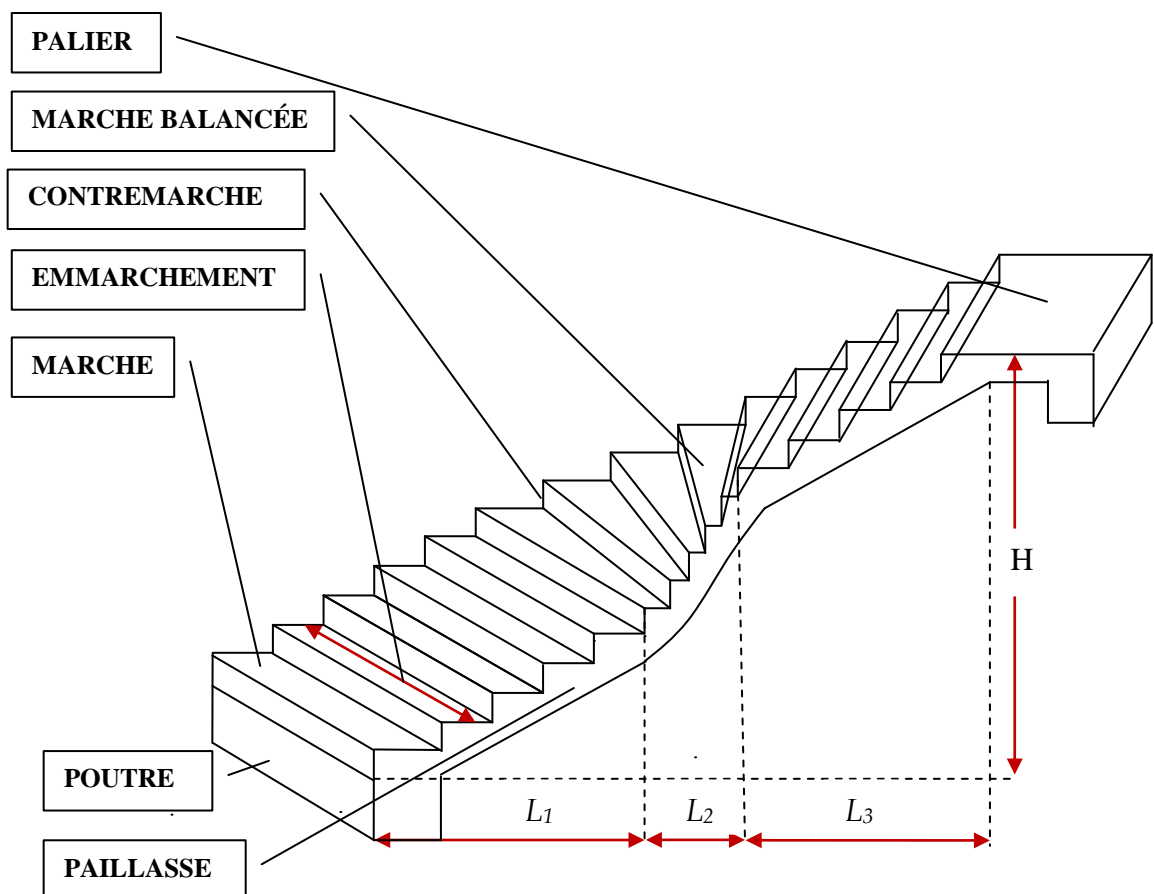
$$5d = 5 \times 19 = 95 \text{mm}$$

$S > 5d$ OK

1)-INTRODUCTION :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

Notre structure contient un plancher en Mezzanine, ou des bureaux et des sanitaires sont installés, et pour y accéder on prévoit un escalier a quartier tournant médian.

2)-TERMINOLOGIE :

L_1 et L_3 : longueurs projetées des volées.

L_2 : longueur des marches balancées.

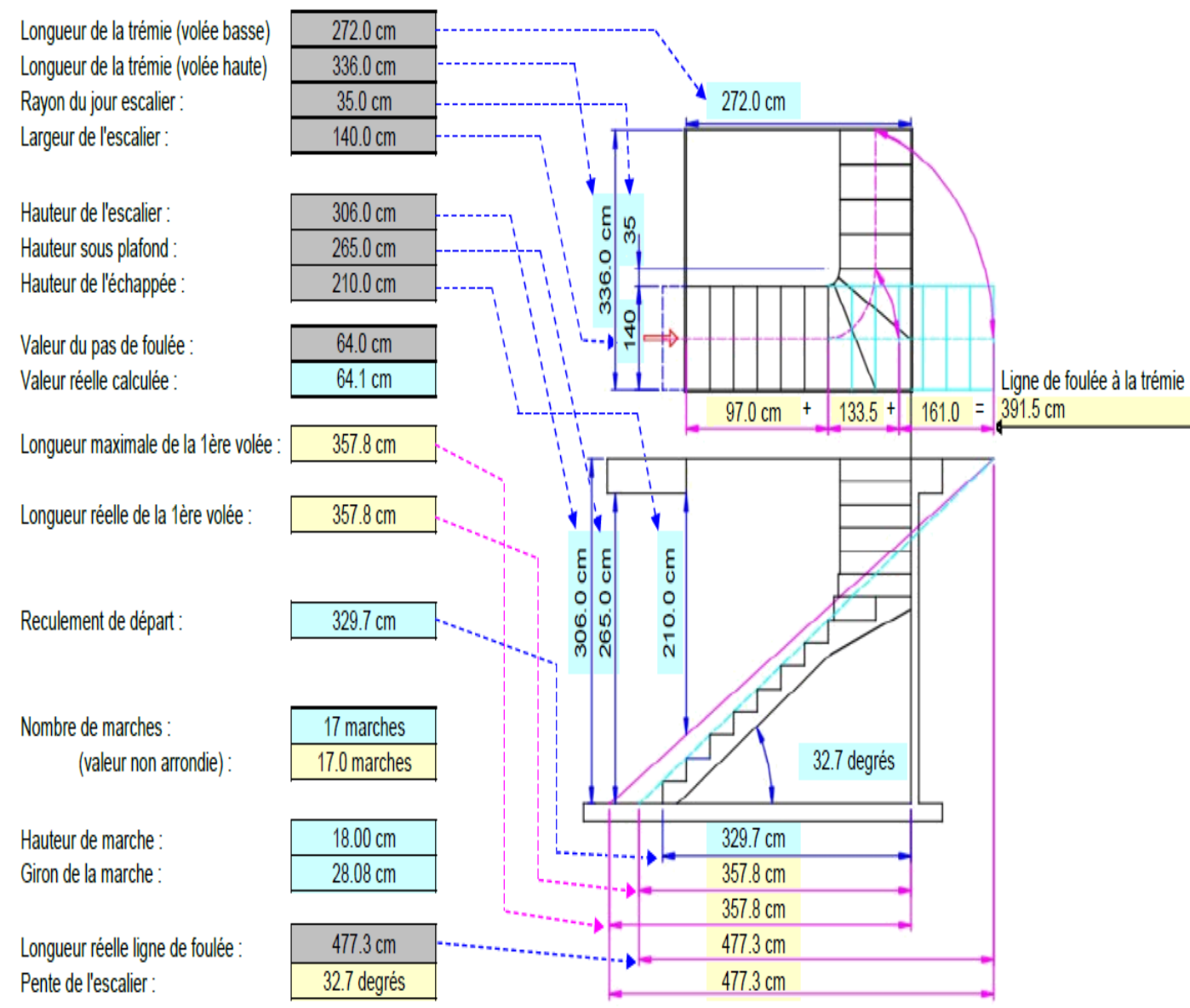
3)-DIMENSIONNEMENT :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$ cm

h : Hauteur de la contre marche.

g : Giron.

ESCALIER À QUART Tournant :



4)-DÉTERMINATION DE L'ÉPAISSEUR DE LA PAILLASSE :

Prenant compte des recommandations du **BAEL91**, la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$L/30 \leq e \leq L/20$

$624/30 \leq e \leq 624/20 \Rightarrow 21\text{cm} \leq e \leq 31\text{cm}$

On prend une paillasse d'épaisseur $e=22\text{cm}$.

5)-DÉTERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

Élément	Couche	Épaisseur (cm)	G KN/ml	ΣG KN/ml	Q KN/ml
Paillasse	Carrelage	2.00	0.40	10.32	2.50
	Mortier de pose	2.00	0.40		
	marches	$h/2=11$	2.75		
	Paillasse	$e/\cos \alpha=26$	6.50		
	Enduit ciment	1.5	0.27		
Palier				6.90	2.5

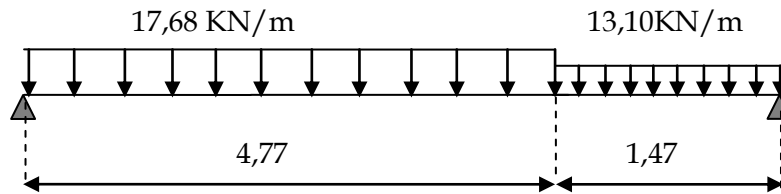
Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'embranchement.

6)-COMBINAISON DE CHARGES :

	G	Q	G+Q	1.35G+1.5Q
paillasse	10.32	2.50	12.82	17.68
palier	6.90	2.5	9.40	13.10

7)-ÉTUDE DE LA PAILLASSE :

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.



7-1)-CALCUL DES RÉACTIONS D'APPUIS :

$$R_a + R_b = 103.60 \text{ KN.}$$

$$\sum M / A = 0$$

$$R_a = 54.37 \text{ KN}$$

$$R_b = 49.22 \text{ KN.}$$

7-2)-CALCUL DES EFFORTS INTERNES:

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 4.77 \text{ m}$

$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = -8.84x^2 + 54.37x$$

$$x=0 \rightarrow M_z = 0$$

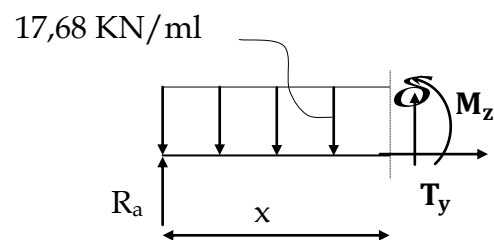
$$x=4.77 \text{ m} \rightarrow M_z = 58.20 \text{ KN.m}$$

$$T_y = - \frac{d(M_z)}{dx} = 17.68x - 54.37$$

$$x=0 \rightarrow T_y = -54.37 \text{ KN.}$$

$$x=4.77 \rightarrow T_y = +29.96 \text{ KN}$$

$$T_y=0 \rightarrow M_z^{\max} = 83.30 \text{ KN.m}$$



2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.45m$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -6.55x^2 + 49.22x$$

$$x=0 \rightarrow M_z = 0$$

$$x=1.47 \rightarrow M_z = 58.17 \text{ KN.m}$$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -13.10x + 49.22$$

$$x=0 \rightarrow T_y = 49.22 \text{ KN.}$$

$$x=1.47 \rightarrow T_y = 29.96 \text{ KN}$$

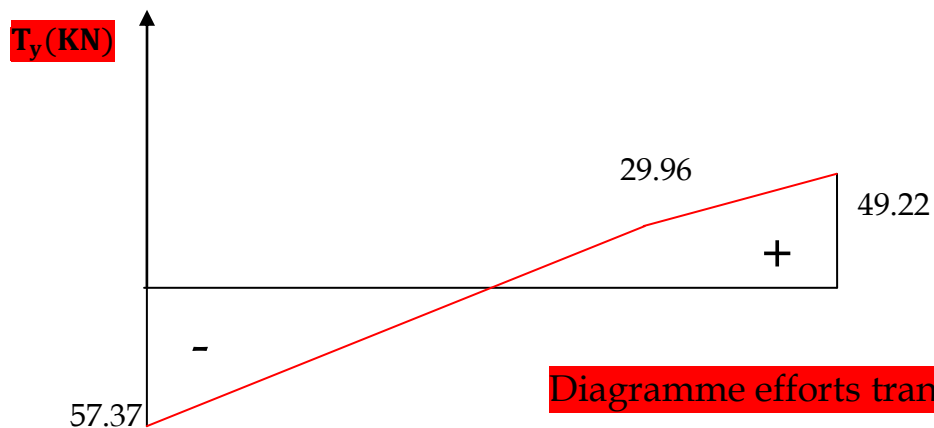
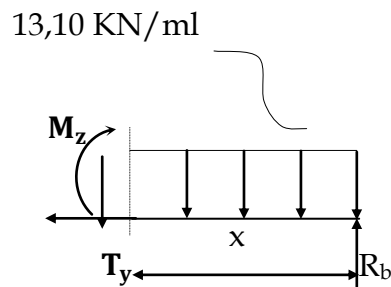
-Aux appuis :

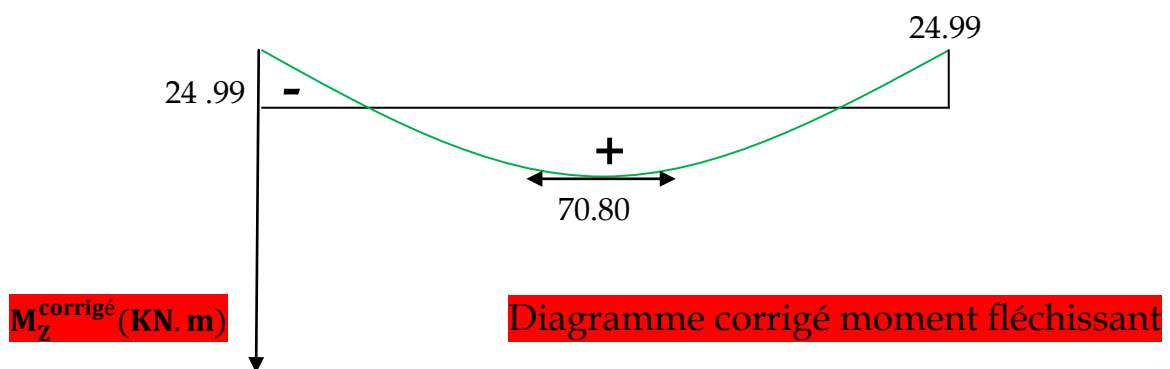
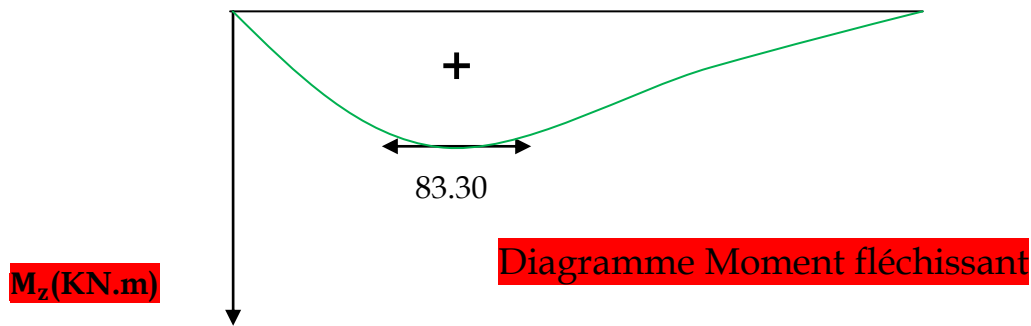
$$M_a = -0,3. M_z^{\max} = -0,3 \times 83.30 = -24.99 \text{ KN.m}$$

-En travée :

$$M_t = 0,85. M_z^{\max} = 0,85 \times 83.30 = 70.80 \text{ KN.m}$$

7-3)-DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES:





8)-FERRAILLAGE DE LA PAILLASSE :

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1m$) et d'épaisseur ($e_p=22cm$).

8-1)-ARMATURES LONGITUDINALES :

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{70.80 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (200)^2} = 0,12 \leq \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,120 \Rightarrow \beta = 0,936$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{70.80 \times 10^6}{348 \times 200 \times 0,936} = 10,86 \text{ cm}^2$$

On prend $10HA14=15.39 \text{ cm}^2/ml$; Soit 1HA14 tous les 10cm.

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{24.99 \times 10^6}{1000 \times 200^2 \times 14,2} = 0,042$$

$\mu \leq \mu_e = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,042 \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_{sa} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{24.99 \times 10^6}{348 \times 200 \times 0,979} = 3.67 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 10\text{HA}12 = 11.30 \text{ cm}^2$, avec un espacement $St = 10\text{cm}$

8-2)-ARMATURES DE RÉPARTITION :

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st}}{4} = \frac{15.39}{4} = 3.85 \text{ cm}^2$$

On opte pour $6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit 1T10 tous les 15cm.

8-3)-VÉRIFICATIONS À L'ELU :

8-3-1)-ESPACEMENT DES ARMATURES :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales $\Rightarrow S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$St = 10 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \text{OK}$

Armatures de répartition $\Rightarrow S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$St = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \text{OK}$

8-3-2)-CONDITION DE NON FRAGILITÉ : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 20 \times 2,1}{400} = 2.41 \text{ cm}^2$$

Paillasse : $A_{ad} = 10\text{T}14 = 15.39 \text{ cm}^2 > 2.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{OK}$

8-3-3)-CONTRAİNTE TANGENTIELLE: (Art A.5.1, 1/ BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$

Calcul de τ_u^{\max} :

$$V_{\max} = 57.37 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{57.37 \times 10^3}{1000 \times 200} = 0.28 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ **Les armatures transversales ne sont pas nécessaires**

8-3-4)-ENTRAINEMENT DES BARRES :(Art. A.6.1, 3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec } : \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

Calcul de τ_{se} :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3.14 \times 10 \times 14 = 439.60 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{57.37 \times 10^3}{0.9 \times 200 \times 439.60} = 0.73 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Pas de risque d'entraînement des barres}$$

8-3-5)-LONGUEUR DU SCÈLEMENT DROIT :(Art A.6.1, 22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.39 \text{ cm} ; \text{On prend } L_s = 50 \text{ cm.}$$

8-3-6)-INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT SUR LE BÉTON :

(Art A.5.1, 313 / BAEL91)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 57.37 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 200} = 0.63 \text{ Mpa.}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} < \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{OK}$$

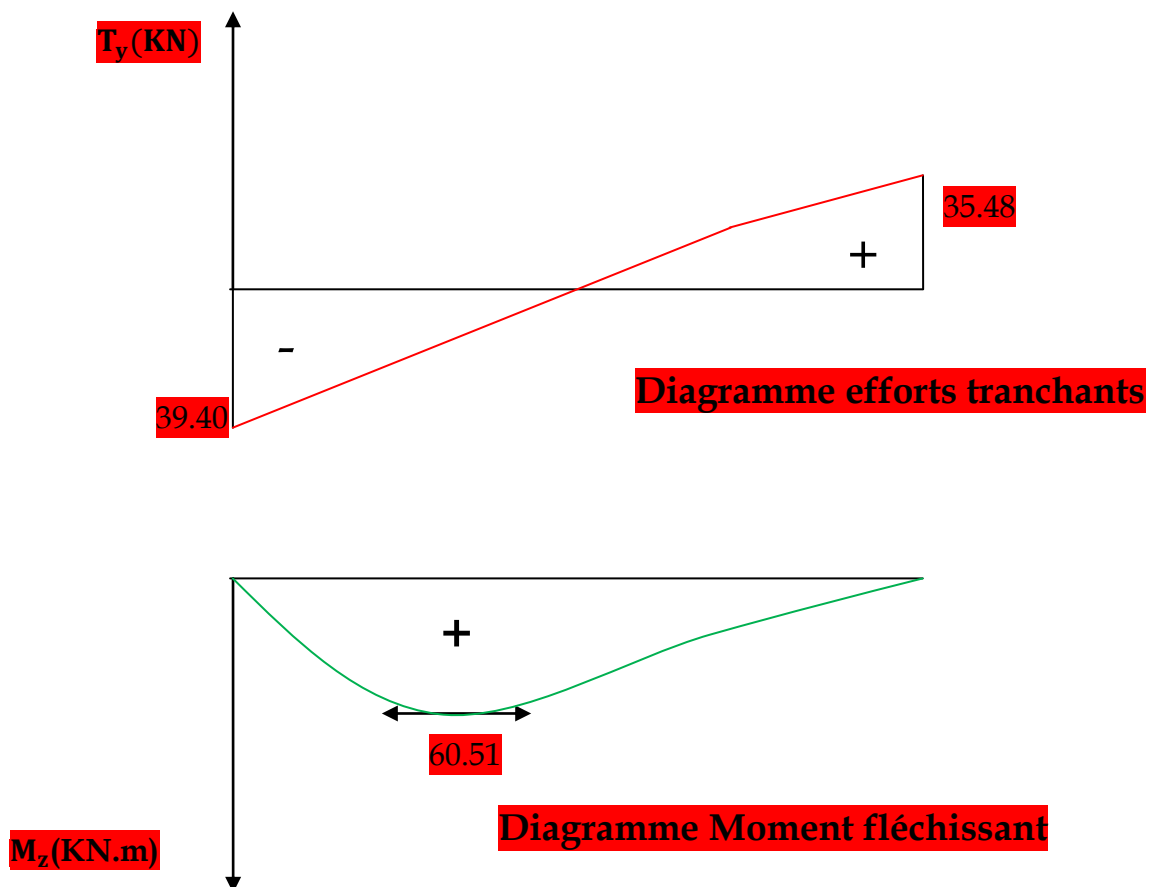
8-3-7)-INFLUENCE EFFORT TRANCHANT SUR ARMATURES :

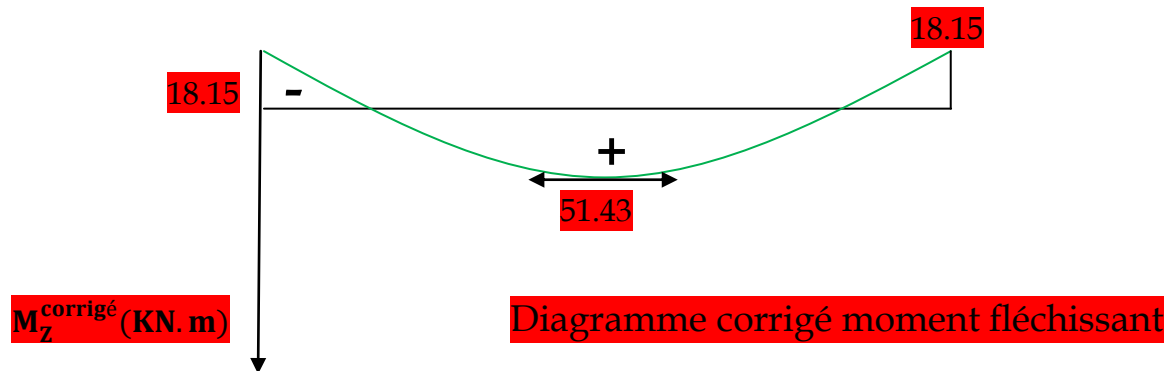
(Art 5.1.1, 312 / BAEL91) :

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{57.37 \times 10^3}{348 \times 100} = 1.64 \text{cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 6.78 \text{cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \Rightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

8-4)-VÉRIFICATION À L'ELS :**8-4-1)-Diagramme des Efforts internes :**



La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{6240}{500} = 12.48mm$

\bar{f} : La flèche admissible.

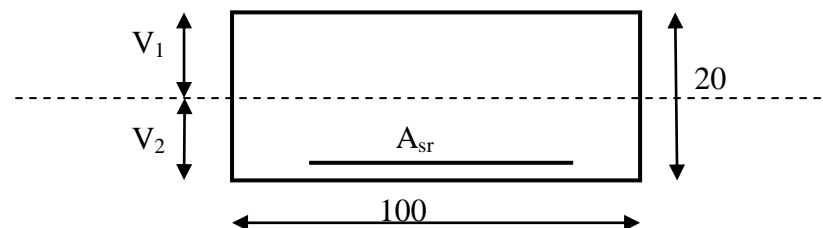
E : Module de déformation différée = 10819Mpa

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG.

μ, λ_v : Coefficients.



8-4-2)-AIRE DE LA SECTION HOMOGENÉISÉE :

$$B_0 = B + n.A = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 15.39$$

$$B_0 = 2230.85 \text{ cm}^2$$

8-4-3)-MOMENT STATIQUE DE LA SECTION HOMOGENÉISÉE PAR**RAPPORT À XX :**

$$S /_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A.d$$

$$S /_{xx} = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 15.39 \times 20 = 20817 \text{ cm}^3$$

$$S /_{xx} = 20817 \text{ cm}^3$$

8-4-2)-POSITION DU CENTRE DE GRAVITÉ :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{20817}{2230.85} = 9.33 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.33 = 8.67 \text{ cm}$$

8-4-3)-MOMENT D'INERTIE DE LA SECTION HOMOGENÉISÉE/G :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{st} (V_2 - c)^2 = (9.33^3 + 8.67^3) \frac{100}{3} + 15 \times 15.39 (8.67 - 2)^2$$

$$I_0 = 59055.60 \text{ cm}^4$$

8-4-4)-CALCUL DES COEFFICIENTS :

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{15.39}{100 \times 20} = 0.008$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.008 \times ((2 + 3))} = 2.625$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = 1.05$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.008 \times 540.51 + 2.1} = 0.81$$

8-4-5)-CALCUL DE L'INERTIE FICTIVE I_f :

$$I_v = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 59055.60}{1 + 1.05 \times 0.81} = 35104.65 \text{ cm}^4$$

8-4-6)-CALCUL DE LA FLÈCHE :

$$f = \frac{M_t \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

$$f = \frac{51.43 \times (6240)^2}{10 \times 10819 \times 35104.65} = 5.72 \text{mm}$$

$$f = 5.72 \text{mm} < \bar{f} = 12.48 \text{mm} \dots\dots\dots \text{Flèche admissible.}$$

1)-INTRODUCTION :

Les mouvements de la croûte terrestre génèrent des ruptures en son sein ayant pour conséquence la mise en vibration du sol. Après avoir parcouru la distance nécessaire depuis le foyer du séisme, au cours de laquelle il y a eu atténuation et transformation des signaux transmis, ceux-ci génèrent des ondes de surface qui mettent en vibration les constructions se trouvant dans l'environnement proche de l'épicentre (quelques dizaines de km).

Le règlement **RPA 99 (version 2003)** propose trois méthodes de calcul :

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

2)-CONDITIONS D'APPLICATION DE LA MÉTHODE STATIQUE ÉQUIVALENTE :

Zone **IIa**

Groupe d'usage 2,

La hauteur est égale à 9.0m inférieure 23m.

3)-CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule:

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

$A=0.15$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

S_3 : Site meuble

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

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

T_2 : Période caractéristique,

$$T_2 = 0.5s$$

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

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)}$$

ε (%) : est le pourcentage d'amortissement critique

$$\varepsilon = 5\% \Rightarrow \eta = 1$$

T : La période fondamentale de la structure ;

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

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

$$h_N = 9.00m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage ;

$$C_T = 0.050$$

$$T = 0.05 \times 9^{3/4} = 0.26s$$

$$0 \leq T = 0.26s \leq T_2 = 0.5s \Rightarrow D = 2.5\eta$$

$$D = 2.5 \times 1 = 2.5$$

R : coefficient de comportement global de la structure

Pour le sens longitudinal (sens-Y) la structure est contreventée des palées triangulées en V **R = 3**

Pour le sens transversal (sens-X) la structure est contreventée par des portiques auto stables **R = 4**

Q : facteur de qualité

$$Q=1+\sum_1^5 P_q$$

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

Critère q	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0
2. Redondance en plan	0.05
3. Régularité en plan	0
4. Régularité en élévation	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0
$\sum P_q$	0.10

Tableau 1: valeurs des pénalités P_q

$$Q=1.1$$

4)-POIDS TOTAL DE LA STRUCTURE :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

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

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

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ($\beta=0.3$) ;

$$W_1=54.81t$$

$$W_2=47.12t$$

$$W=101.93t$$

$$V_y = 14.02t \text{ (transversale)}$$

$$V_x = 10.51t \text{ (longitudinale)}$$

5)-DISTRIBUTION DE LA RÉULTANTE DES FORCES SISMIQUES SELON LA HAUTEUR :

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

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : La force concentrée au sommet de la structure.

F_i : Forces horizontales appliquées aux niveaux « i »

$$T = 0.26s < 0.7s \Rightarrow F_t = 0$$

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

	W_i (t)	h_i (m)	$W_i * h_i$	V_x (t)	F_i (t)
W_1	54.81	3.06	167.72	10.51	2.98
W_2	47.12	9.00	424.08	10.51	7.53
		$\sum_{j=1}^n W_j h_j$	591.80	$V = 10.51$	

Tableau 2: Forces horizontales suivant X

	W_i (t)	h_i (m)	$W_i * h_i$	V_y (t)	F_i (t)
W_1	54.81	3.06	167.72	14.02	3.97
W_2	47.12	9.00	424.08	14.02	10.05
		$\sum_{j=1}^n W_j h_j$	591.80	$V = 14.02$	

Tableau 3: Forces horizontales suivant Y

Dans le sens transversal la construction possède 7 files porteuses :

$$W_1 \rightarrow F = F_1 / 2 = 1.985t$$

$$W_2 \rightarrow F = F_1 / 7 = 1.44t$$

Dans le sens longitudinal la construction possède 4 palées de stabilité :

$$W_1 \rightarrow F = F_1 / 2 = 1.49t$$

$$W_2 \rightarrow F = F_1 / 4 = 1.88t$$

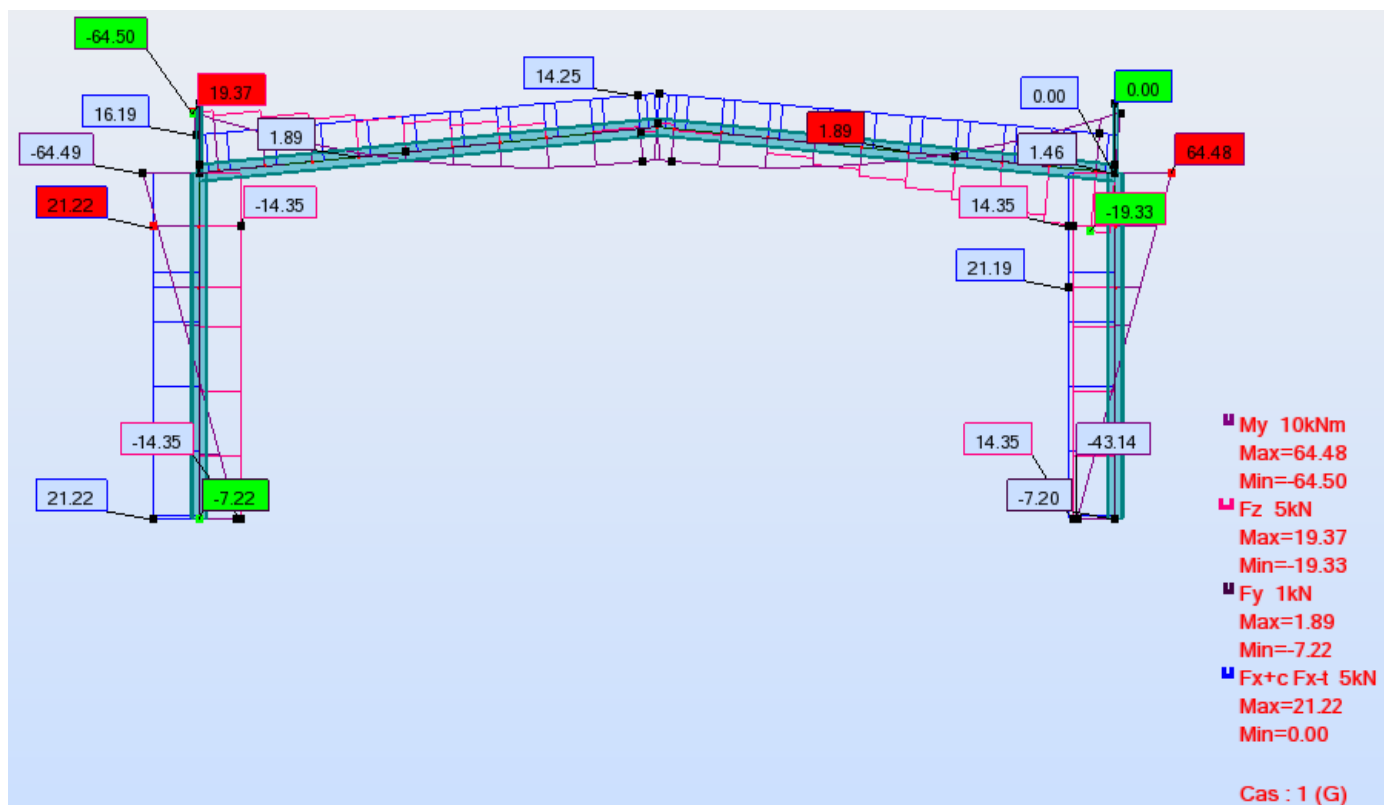
CONCLUSION :

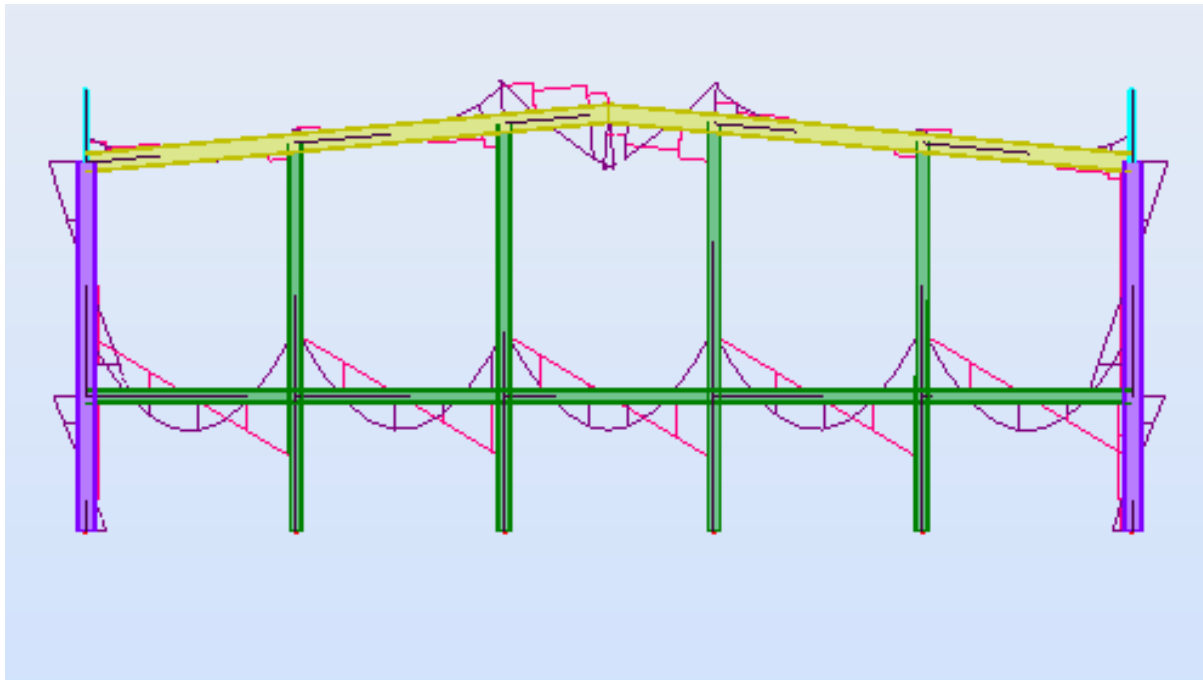
Les résultats, en termes de sollicitations, montrent que l'influence du vent sur notre structure est plus importante que celles dus aux forces sismiques.

PORTIQUES :

Notre bâtiment à portiques est une structure de faible hauteur, comprenant des poteaux et des traverses inclinées, liés par des assemblages résistant aux moments.

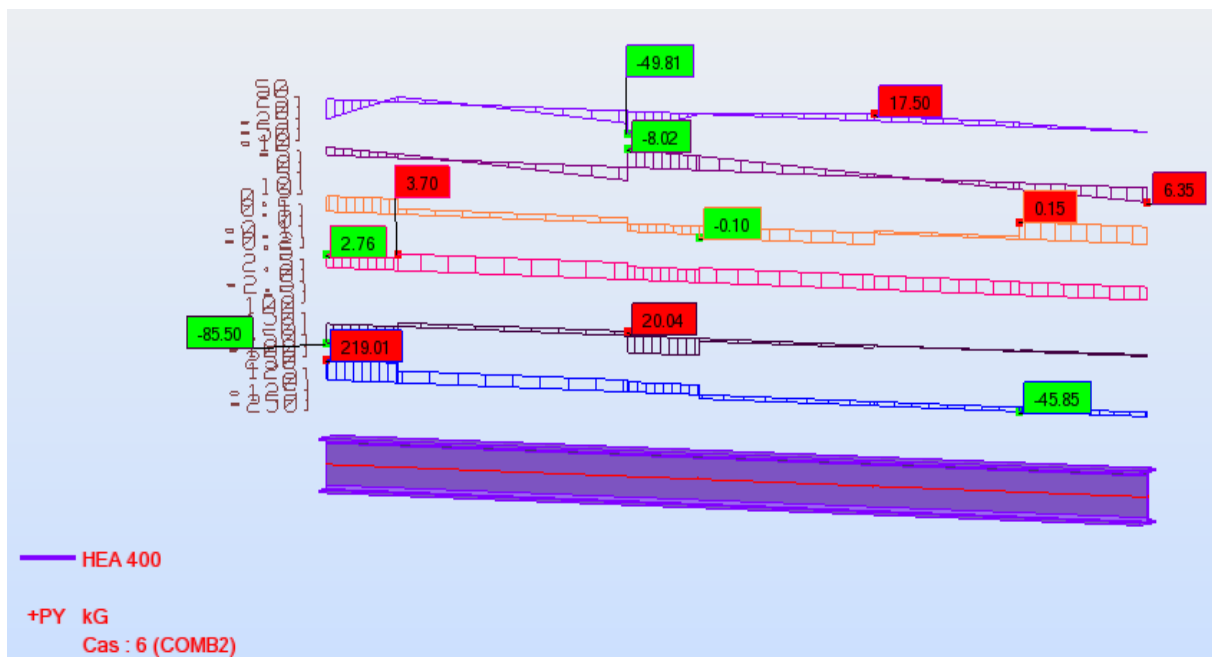
Le calcul des portiques est effectué par le logiciel (ROBOT millenium V20.1) les notes de calculs sont données par pièces ; on s'intéresse à l'élément le plus sollicité.

**PORTIQUE SYMÉTRIQUE À PORTÉE UNIQUE**



PORTIQUE AVEC UN PLANCHER EN MEZZANINE INTÉRIEUR

NOTES DE CALCUL DES POTEAUX :



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 1 POTEAU

POINT : 1

COORDONNEE : $x = 0.37 L = 2.75 \text{ m}$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 6 COMB2 1*1.35+2*1.50

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 400

$h=39.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0 \text{ cm}$	$A_y=126.20 \text{ cm}^2$	$A_z=57.33 \text{ cm}^2$	$A_x=158.98 \text{ cm}^2$
$tw=1.1 \text{ cm}$	$I_y=45069.40 \text{ cm}^4$	$I_z=8563.83 \text{ cm}^4$	$I_x=191.00 \text{ cm}^4$
$tf=1.9 \text{ cm}$	$W_{ply}=2561.97 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=872.88 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{,Ed} = 108.58 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -7.87 \text{ kN}^*\text{m}$	$M_{z,Ed} = -49.88 \text{ kN}^*\text{m}$	$V_{y,Ed} = -76.40 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 3735.98 \text{ kN}$	$M_{y,pl,Rd} = 602.06 \text{ kN}^*\text{m}$	$M_{z,pl,Rd} = 205.13 \text{ kN}^*\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 1708.58 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 2793.69 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 602.06 \text{ kN}^*\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 205.13 \text{ kN}^*\text{m}$	$V_{z,Ed} = 2.82 \text{ kN}$
	$M_{y,N,Rd} = 602.06 \text{ kN}^*\text{m}$	$M_{z,N,Rd} = 205.13 \text{ kN}^*\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 776.85 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 602.06 \text{ kN}^*\text{m}$		$T_{t,Ed} = -0.07 \text{ kN}^*\text{m}$
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

$z = 0.00$	$M_{cr} = 2458.95 \text{ kN}^*\text{m}$	Courbe,LT - b	$X_{LT} = 0.96$
$L_{cr,low} = 7.50 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.49$	$fi_{,LT} = 0.61$	$X_{LT,mod} = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

$L_y = 7.50 \text{ m}$	$Lam_y = 0.47$
$L_{cr,y} = 7.50 \text{ m}$	$X_y = 0.93$
$L_{my} = 44.54$	$k_{zy} = 0.34$



en z :

$L_z = 7.50 \text{ m}$	$Lam_z = 0.76$
$L_{cr,z} = 5.25 \text{ m}$	$X_z = 0.75$
$Lam_z = 71.53$	$k_{zz} = 0.79$

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.4.(1))
$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.26 < 1.00$ (6.2.5.(1))
$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.04 < 1.00$ (6.2.6-7)
$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)
$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$\lambda_{y} = 44.54 < \lambda_{y,max} = 210.00$	$\lambda_{z} = 71.53 < \lambda_{z,max} = 210.00$	STABLE
$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))		
$N_{,Ed}/(X_y*N_{Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed}/(X_{LT}*M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz}*M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.17 < 1.00$ (6.3.3.(4))		
$N_{,Ed}/(X_z*N_{Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed}/(X_{LT}*M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz}*M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.23 < 1.00$ (6.3.3.(4))		

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 2 POTEAU
2.75 m

POINT : 1

COORDONNEE : $x = 0.37 L =$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 6 COMB2 1*1.35+2*1.50

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 400

$h=39.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0$ cm	$A_y=126.20$ cm ²	$A_z=57.33$ cm ²	$A_x=158.98$ cm ²
$tw=1.1$ cm	$I_y=45069.40$ cm ⁴	$I_z=8563.83$ cm ⁴	$I_x=191.00$ cm ⁴
$tf=1.9$ cm	$W_{ply}=2561.97$ cm ³	$W_{plz}=872.88$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{,Ed} = 109.41$ kN	$M_{y,Ed} = 7.70$ kN*m	$M_{z,Ed} = -50.49$ kN*m	$V_{y,Ed} = -77.12$ kN
$N_{c,Rd} = 3735.98$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 602.06$ kN*m	$M_{z,pl,Rd} = 205.13$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 1707.03$ kN
$N_{b,Rd} = 2793.69$ kN	$M_{y,c,Rd} = 602.06$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 205.13$ kN*m	$V_{z,Ed} = -2.92$ kN
	$M_{y,N,Rd} = 602.06$ kN*m	$M_{z,N,Rd} = 205.13$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 776.45$ kN
	$M_{b,Rd} = 602.06$ kN*m		$T_{t,Ed} = 0.10$ kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

$z = 0.00$	$M_{cr} = 2458.95$ kN*m	Courbe,LT - b	$X_{LT} = 0.96$
$L_{cr,upp} = 7.50$ m	$\lambda_{m,LT} = 0.49$	$f_{i,LT} = 0.61$	$X_{LT,mod} = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

$L_y = 7.50$ m	$\lambda_{m,y} = 0.47$
$L_{cr,y} = 7.50$ m	$X_y = 0.93$
$\lambda_{m,y} = 44.54$	$k_{zy} = 0.34$



en z :

$L_z = 7.50$ m	$\lambda_{m,z} = 0.76$
$L_{cr,z} = 5.25$ m	$X_z = 0.75$
$\lambda_{m,z} = 71.53$	$k_{zz} = 0.79$

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.26 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{m,y} = 44.54 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \lambda_{m,z} = 71.53 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.18 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.24 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 5 POTEAU
0.00 m

POINT : 1

COORDONNEE : x = 0.00 L =

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 7 COMB3 1*1.35+4*1.50

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 400

h=39.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=126.20 cm ²	Az=57.33 cm ²	Ax=158.98 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=45069.40 cm ⁴	Iz=8563.83 cm ⁴	Ix=191.00 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=2561.97 cm ³	Wplz=872.88 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 35.03 kN	My,Ed = -94.83 kN*m	Mz,Ed = -22.93 kN*m	Vy,Ed = -10.14 kN
Nc,Rd = 3735.98 kN	My,pl,Rd = 602.06 kN*m	Mz,pl,Rd = 205.13 kN*m	Vy,T,Rd = 1711.08 kN
Nb,Rd = 2793.69 kN	My,c,Rd = 602.06 kN*m	Mz,c,Rd = 205.13 kN*m	Vz,Ed = 28.69 kN
	My,N,Rd = 602.06 kN*m	Mz,N,Rd = 205.13 kN*m	Vz,T,Rd = 777.51 kN
	Mb,Rd = 602.06 kN*m		Tt,Ed = 0.02 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z = 0.00	Mcr = 2458.95 kN*m	Courbe,LT - b	XLT = 0.96
Lcr,low=7.50 m	Lam_LT = 0.49	fi,LT = 0.61	XLT,mod = 1.00

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.47
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.93
Lamy = 44.54	kyy = 0.62



en z :

Lz = 7.50 m	Lam_z = 0.76
Lcr,z = 5.25 m	Xz = 0.75
Lamz = 71.53	kyz = 0.54

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.27 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{y} = 44.54 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 71.53 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y N_{Rk}/gM1) + k_{yy} M_{y,Ed}/(XLT M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.17 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z N_{Rk}/gM1) + k_{zy} M_{y,Ed}/(XLT M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.15 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 6 POTEAU
0.00 m

POINT : 1

COORDONNEE : $x = 0.00 L =$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 5 COMB1 1*1.00+3*1.50

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 400

$h=39.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0$ cm	$A_y=126.20$ cm ²	$A_z=57.33$ cm ²	$A_x=158.98$ cm ²
$t_w=1.1$ cm	$I_y=45069.40$ cm ⁴	$I_z=8563.83$ cm ⁴	$I_x=191.00$ cm ⁴
$t_f=1.9$ cm	$W_{ply}=2561.97$ cm ³	$W_{plz}=872.88$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{,Ed} = -56.31$ kN	$M_{y,Ed} = -180.59$ kN*m	$M_{z,Ed} = -17.11$ kN*m	$V_{y,Ed} = -7.53$ kN
$N_{t,Rd} = 3735.98$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 602.06$ kN*m	$M_{z,pl,Rd} = 205.13$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 1707.24$ kN
	$M_{y,c,Rd} = 602.06$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 205.13$ kN*m	$V_{z,Ed} = 47.51$ kN
	$M_{y,N,Rd} = 602.06$ kN*m	$M_{z,N,Rd} = 205.13$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 776.50$ kN
	$M_{b,Rd} = 602.06$ kN*m		$T_{t,Ed} = 0.10$ kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

$z = 0.00$	$M_{cr} = 2458.95$ kN*m	Courbe,LT - b	$XLT = 0.96$
$L_{cr,low} = 7.50$ m	$\lambda_{m_LT} = 0.49$	$f_{i,LT} = 0.61$	$XLT,mod = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.38 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.30 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :**PIECE :** 9 POTEAU
0.00 m**POINT :** 1**COORDONNEE :** x = 0.00 L =**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif : 7 COMB3 1*1.35+4*1.50

MATERIAU :ACIER $f_y = 235.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 400**

h=39.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=126.20 cm ²	Az=57.33 cm ²	Ax=158.98 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=45069.40 cm ⁴	Iz=8563.83 cm ⁴	Ix=191.00 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=2561.97 cm ³	Wplz=872.88 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 34.75 kN	My,Ed = -95.90 kN*m	Mz,Ed = -23.56 kN*m	Vy,Ed = -10.41 kN
Nc,Rd = 3735.98 kN	My,pl,Rd = 602.06 kN*m	Mz,pl,Rd = 205.13 kN*m	Vy,T,Rd = 1712.03 kN
Nb,Rd = 2793.69 kN	My,c,Rd = 602.06 kN*m	Mz,c,Rd = 205.13 kN*m	Vz,Ed = 28.89 kN
	My,N,Rd = 602.06 kN*m	Mz,N,Rd = 205.13 kN*m	Vz,T,Rd = 777.76 kN
	Mb,Rd = 602.06 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

z = 0.00	Mcr = 2458.95 kN*m	Courbe,LT - b	XLT = 0.96
Lcr,low=7.50 m	Lam_LT = 0.49	fi,LT = 0.61	XLT,mod = 1.00

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :

Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.47
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.93
Lamy = 44.54	kyy = 0.62



en z :

Lz = 7.50 m	Lam_z = 0.76
Lcr,z = 5.25 m	Xz = 0.75
Lamz = 71.53	kyz = 0.54

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.27 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{b,y} = 44.54 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \lambda_{b,z} = 71.53 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.17 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.15 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces**FAMILLE :**

PIECE : 10 POTEAU
0.00 m

POINT : 1

COORDONNEE : $x = 0.00$ $L =$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 5 COMB1 1*1.00+3*1.50

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 400

$h=39.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0$ cm	$A_y=126.20$ cm ²	$A_z=57.33$ cm ²	$A_x=158.98$ cm ²
$tw=1.1$ cm	$I_y=45069.40$ cm ⁴	$I_z=8563.83$ cm ⁴	$I_x=191.00$ cm ⁴
$tf=1.9$ cm	$W_{ply}=2561.97$ cm ³	$W_{plz}=872.88$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{,Ed} = -56.49$ kN	$M_{y,Ed} = -183.57$ kN*m	$M_{z,Ed} = -18.18$ kN*m	$V_{y,Ed} = -8.01$ kN
$N_{t,Rd} = 3735.98$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 602.06$ kN*m	$M_{z,pl,Rd} = 205.13$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 1712.15$ kN
	$M_{y,c,Rd} = 602.06$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 205.13$ kN*m	$V_{z,Ed} = 48.29$ kN
	$M_{y,N,Rd} = 602.06$ kN*m	$M_{z,N,Rd} = 205.13$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 777.79$ kN
	$M_{b,Rd} = 602.06$ kN*m		$T_{t,Ed} = -0.00$ kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

$z = 0.00$	$M_{cr} = 2458.95$ kN*m	Courbe,LT - b	$X_{LT} = 0.96$
$L_{cr,low} = 7.50$ m	$Lam_{LT} = 0.49$	$f_{i,LT} = 0.61$	$X_{LT,mod} = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.3.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.39 < 1.00$ (6.2.5.(1))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.06 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.30 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 13 POTEAU
0.00 m

POINT : 1

COORDONNEE : $x = 0.00$ $L =$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 7 COMB3 1*1.35+4*1.50

MATERIAU :ACIER $f_y = 235.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 400**

h=39.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=126.20 cm ²	Az=57.33 cm ²	Ax=158.98 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=45069.40 cm ⁴	Iz=8563.83 cm ⁴	Ix=191.00 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=2561.97 cm ³	Wplz=872.88 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 34.81 kN	My,Ed = -95.46 kN*m	Mz,Ed = -23.97 kN*m	Vy,Ed = -10.57 kN
Nc,Rd = 3735.98 kN	My,pl,Rd = 602.06 kN*m	Mz,pl,Rd = 205.13 kN*m	Vy,T,Rd = 1711.84 kN
Nb,Rd = 2793.69 kN	My,c,Rd = 602.06 kN*m	Mz,c,Rd = 205.13 kN*m	Vz,Ed = 28.82 kN
	My,N,Rd = 602.06 kN*m	Mz,N,Rd = 205.13 kN*m	Vz,T,Rd = 777.71 kN
	Mb,Rd = 602.06 kN*m		Tt,Ed = 0.01 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

z = 0.00	Mcr = 2458.95 kN*m	Courbe,LT - b	XLT = 0.96
Lcr,low=7.50 m	Lam_LT = 0.49	fi,LT = 0.61	XLT,mod = 1.00

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :

Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.47
Lcr,y = 7.50 m	Xy = 0.93
Lamy = 44.54	kyy = 0.62



en z :

Lz = 7.50 m	Lam_z = 0.76
Lcr,z = 5.25 m	Xz = 0.75
Lamz = 71.53	kyz = 0.54

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.28 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{y} = 44.54 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 71.53 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.17 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.15 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces**FAMILLE :****PIECE :** 14 POTEAU
0.00 m**POINT :** 1**COORDONNEE :** x = 0.00 L =**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif : 5 COMB1 1*1.00+3*1.50

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 400**

$h=39.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0$ cm	$A_y=126.20$ cm ²	$A_z=57.33$ cm ²	$A_x=158.98$ cm ²
$t_w=1.1$ cm	$I_y=45069.40$ cm ⁴	$I_z=8563.83$ cm ⁴	$I_x=191.00$ cm ⁴
$t_f=1.9$ cm	$W_{ply}=2561.97$ cm ³	$W_{plz}=872.88$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{,Ed} = -56.19$ kN	$M_{y,Ed} = -179.84$ kN*m	$M_{z,Ed} = -19.20$ kN*m	$V_{y,Ed} = -8.47$ kN
$N_{t,Rd} = 3735.98$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 602.06$ kN*m	$M_{z,pl,Rd} = 205.13$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 1706.84$ kN
	$M_{y,c,Rd} = 602.06$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 205.13$ kN*m	$V_{z,Ed} = 47.37$ kN
	$M_{y,N,Rd} = 602.06$ kN*m	$M_{z,N,Rd} = 205.13$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 776.40$ kN
	$M_{b,Rd} = 602.06$ kN*m		$T_{t,Ed} = -0.11$ kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

$z = 0.00$	$M_{cr} = 2458.95$ kN*m	Courbe,LT - b	$X_{LT} = 0.96$
$L_{cr,low}=7.50$ m	$\lambda_{m_LT} = 0.49$	$\phi_{i,LT} = 0.61$	$X_{LT,mod} = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.3.(1))
$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.39 < 1.00$ (6.2.5.(1))
$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.06 < 1.00$ (6.2.6-7)
$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)
$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.30 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Profil correct !!!**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces**FAMILLE :****PIECE :** 17 POTEAU**POINT :** 1**COORDONNEE :** $x = 0.00$ L =

0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 7 COMB3 1*1.35+4*1.50

MATERIAU :ACIER $f_y = 235.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 400**

$h=39.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$
-------------	------------	------------

b=30.0 cm	Ay=126.20 cm ²	Az=57.33 cm ²	Ax=158.98 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=45069.40 cm ⁴	Iz=8563.83 cm ⁴	Ix=191.00 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=2561.97 cm ³	Wplz=872.88 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = -60.85 kN	My,Ed = -56.38 kN*m	Mz,Ed = -44.63 kN*m	Vy,Ed = -47.79 kN
Nt,Rd = 3735.98 kN	My,pl,Rd = 602.06 kN*m	Mz,pl,Rd = 205.13 kN*m	Vy,T,Rd = 1705.93 kN
	My,c,Rd = 602.06 kN*m	Mz,c,Rd = 205.13 kN*m	Vz,Ed = 17.58 kN
	My,N,Rd = 602.06 kN*m	Mz,N,Rd = 205.13 kN*m	Vz,T,Rd = 776.16 kN
	Mb,Rd = 602.06 kN*m		Tt,Ed = 0.12 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

z = 0.00	Mcr = 2458.95 kN*m	Courbe,LT - b	XLT = 0.96
Lcr,low=7.50 m	Lam_LT = 0.49	fi,LT = 0.61	XLT,mod = 1.00

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.3.(1))
$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.31 < 1.00$ (6.2.5.(1))
$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.6-7)
$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.6-7)
$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * g_{M0}) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)
$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * g_{M0}) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.09 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces**FAMILLE :****PIECE :** 18 POTEAU**POINT :** 1**COORDONNEE :** x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS :*Cas de charge décisif :* 5 COMB1 1*1.00+3*1.50**MATERIAU :**

ACIER fy = 235.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 400**

h=39.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=126.20 cm ²	Az=57.33 cm ²	Ax=158.98 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=45069.40 cm ⁴	Iz=8563.83 cm ⁴	Ix=191.00 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=2561.97 cm ³	Wplz=872.88 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = -115.62 kN	My,Ed = -145.19 kN*m	Mz,Ed = -34.85 kN*m	Vy,Ed = -35.63 kN
-------------------	----------------------	---------------------	-------------------

Nt,Rd = 3735.98 kN	My,pl,Rd = 602.06 kN*m	Mz,pl,Rd = 205.13 kN*m	Vy,T,Rd = 1681.31 kN
	My,c,Rd = 602.06 kN*m	Mz,c,Rd = 205.13 kN*m	Vz,Ed = 42.30 kN
	My,N,Rd = 602.06 kN*m	Mz,N,Rd = 205.13 kN*m	Vz,T,Rd = 769.71 kN
	Mb,Rd = 602.06 kN*m		Tt,Ed = 0.61 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z = 0.00	Mcr = 2458.95 kN*m	Courbe,LT - b	XLT = 0.96
Lcr,low=7.50 m	Lam_LT = 0.49	fi,LT = 0.61	XLT,mod = 1.00

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

N,Ed/Nt,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.3.(1))
 My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.41 < 1.00 (6.2.5.(1))
 Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.6-7)
 Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6-7)
 Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.04 < 1.00 (6.2.6)
 Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.03 < 1.00 (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

My,Ed/Mb,Rd = 0.24 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 21 POTEAU

POINT : 1

COORDONNEE : x = 0.84 L =

6.33 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 5 COMB1 1*1.00+3*1.50

MATERIAU :

ACIER fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 400

h=39.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=126.20 cm ²	Az=57.33 cm ²	Ax=158.98 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=45069.40 cm ⁴	Iz=8563.83 cm ⁴	Ix=191.00 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=2561.97 cm ³	Wplz=872.88 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = -33.36 kN	My,Ed = 19.25 kN*m	Mz,Ed = 3.69 kN*m	Vy,Ed = 3.57 kN
Nt,Rd = 3735.98 kN	My,pl,Rd = 602.06 kN*m	Mz,pl,Rd = 205.13 kN*m	Vy,T,Rd = 1445.98 kN
	My,c,Rd = 602.06 kN*m	Mz,c,Rd = 205.13 kN*m	Vz,Ed = 5.67 kN
	My,N,Rd = 602.06 kN*m	Mz,N,Rd = 205.13 kN*m	Vz,T,Rd = 710.30 kN
	Mb,Rd = 602.06 kN*m		Tt,Ed = -4.89 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

z = 0.00 $M_{cr} = 2330.36 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Courbe,LT - b XLT = 0.96
 Lcr,upp=7.50 m $\text{Lam}_{LT} = 0.51$ $f_{i,LT} = 0.62$ XLT,mod = 1.00

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :*Contrôle de la résistance de la section :*

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.3.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.05 < 1.00$ (6.2.5.(1))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}\cdot gM_0)) = 0.36 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}\cdot gM_0)) = 0.21 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Profil correct !!!**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces**FAMILLE :****PIECE :** 22 POTEAU
6.33 m**POINT :** 1**COORDONNEE :** x = 0.84 L =**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif: 5 COMB1 1*1.00+3*1.50

MATERIAU :ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 400**

h=39.0 cm $gM_0=1.00$ $gM_1=1.00$
 b=30.0 cm $A_y=126.20 \text{ cm}^2$ $A_z=57.33 \text{ cm}^2$ $A_x=158.98 \text{ cm}^2$
 tw=1.1 cm $I_y=45069.40 \text{ cm}^4$ $I_z=8563.83 \text{ cm}^4$ $I_x=191.00 \text{ cm}^4$
 tf=1.9 cm $W_{ply}=2561.97 \text{ cm}^3$ $W_{plz}=872.88 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{Ed} = -50.20 \text{ kN}$ $M_{y,Ed} = 21.25 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,Ed} = 4.57 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{y,Ed} = 4.81 \text{ kN}$
 $N_{t,Rd} = 3735.98 \text{ kN}$ $M_{y,pl,Rd} = 602.06 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,pl,Rd} = 205.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{y,T,Rd} = 1310.50 \text{ kN}$
 $M_{y,c,Rd} = 602.06 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,c,Rd} = 205.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,Ed} = 5.82 \text{ kN}$
 $M_{y,N,Rd} = 602.06 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,N,Rd} = 205.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,T,Rd} = 678.17 \text{ kN}$
 $M_{b,Rd} = 602.06 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $T_{t,Ed} = 7.06 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

z = 0.00 $M_{cr} = 2458.95 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Courbe,LT - b XLT = 0.96
 Lcr,upp=7.50 m $\text{Lam}_{LT} = 0.49$ $f_{i,LT} = 0.61$ XLT,mod = 1.00

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\sigma_{yk}/\sqrt{3}) = 0.52 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\sigma_{yk}/\sqrt{3}) = 0.30 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces**FAMILLE :****PIECE :** 33 POTEAU
2.75 m**POINT :** 1**COORDONNEE :** x = 0.37 L =**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif: 6 COMB2 1*1.35+2*1.50

MATERIAU :ACIER $f_y = 235.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 400**

h=39.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=30.0 cm

Ay=126.20 cm²Az=57.33 cm²Ax=158.98 cm²

tw=1.1 cm

Iy=45069.40 cm⁴Iz=8563.83 cm⁴Ix=191.00 cm⁴

tf=1.9 cm

Wply=2561.97 cm³Wplz=872.88 cm³**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :**N_{Ed} = -102.91 kNM_{y,Ed} = -5.21 kN*mM_{z,Ed} = -48.85 kN*mV_{y,Ed} = -74.94 kNN_{t,Rd} = 3735.98 kNM_{y,pl,Rd} = 602.06 kN*mM_{z,pl,Rd} = 205.13 kN*mV_{y,T,Rd} = 1708.37 kNM_{y,c,Rd} = 602.06 kN*mM_{z,c,Rd} = 205.13 kN*mV_{z,Ed} = 3.53 kNM_{y,N,Rd} = 602.06 kN*mM_{z,N,Rd} = 205.13 kN*mV_{z,T,Rd} = 776.80 kNM_{b,Rd} = 549.39 kN*mT_{t,Ed} = 0.08 kN*m

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

z = 0.00

M_{cr} = 1140.68 kN*m

Courbe,LT - b

XLT = 0.86

L_{cr,low} = 7.50 mL_{am_LT} = 0.73f_{i,LT} = 0.75

XLT,mod = 0.91

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.3.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.25 < 1.00$ (6.2.5.(1))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.04 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
Contrôle de la stabilité globale de la barre :
 $M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 34 POTEAU
6.33 m

POINT : 1

COORDONNEE : $x = 0.84 L =$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 5 COMB1 1*1.00+3*1.50

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 400

$h=39.0$ cm	$g_{M0}=1.00$	$g_{M1}=1.00$	
$b=30.0$ cm	$A_y=126.20$ cm ²	$A_z=57.33$ cm ²	$A_x=158.98$ cm ²
$t_w=1.1$ cm	$I_y=45069.40$ cm ⁴	$I_z=8563.83$ cm ⁴	$I_x=191.00$ cm ⁴
$t_f=1.9$ cm	$W_{ply}=2561.97$ cm ³	$W_{plz}=872.88$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{Ed} = 30.26$ kN	$M_{y,Ed} = 5.46$ kN*m	$M_{z,Ed} = 3.89$ kN*m	$V_{y,Ed} = 1.82$ kN
$N_{c,Rd} = 3735.98$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 602.06$ kN*m	$M_{z,pl,Rd} = 205.13$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 1413.05$ kN
$N_{b,Rd} = 2793.69$ kN	$M_{y,c,Rd} = 602.06$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 205.13$ kN*m	$V_{z,Ed} = 14.32$ kN
	$M_{y,N,Rd} = 602.06$ kN*m	$M_{z,N,Rd} = 205.13$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 702.34$ kN
	$M_{b,Rd} = 602.06$ kN*m		$T_{t,Ed} = -5.44$ kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

$z = 0.00$	$M_{cr} = 2458.95$ kN*m	Courbe,LT - b	$X_{LT} = 0.96$
$L_{cr,upp} = 7.50$ m	$Lam_{LT} = 0.49$	$f_{i,LT} = 0.61$	$X_{LT,mod} = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

$L_y = 7.50$ m	$Lam_y = 0.47$
$L_{cr,y} = 7.50$ m	$X_y = 0.93$
$L_{amy} = 44.54$	$k_{zy} = 0.31$



en z :

$L_z = 7.50$ m	$Lam_z = 0.76$
$L_{cr,z} = 5.25$ m	$X_z = 0.75$
$Lam_z = 71.53$	$k_{zz} = 0.78$

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.5.(1))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.6-7)

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.40 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.23 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{y,Ed} = 44.54 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 71.53 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

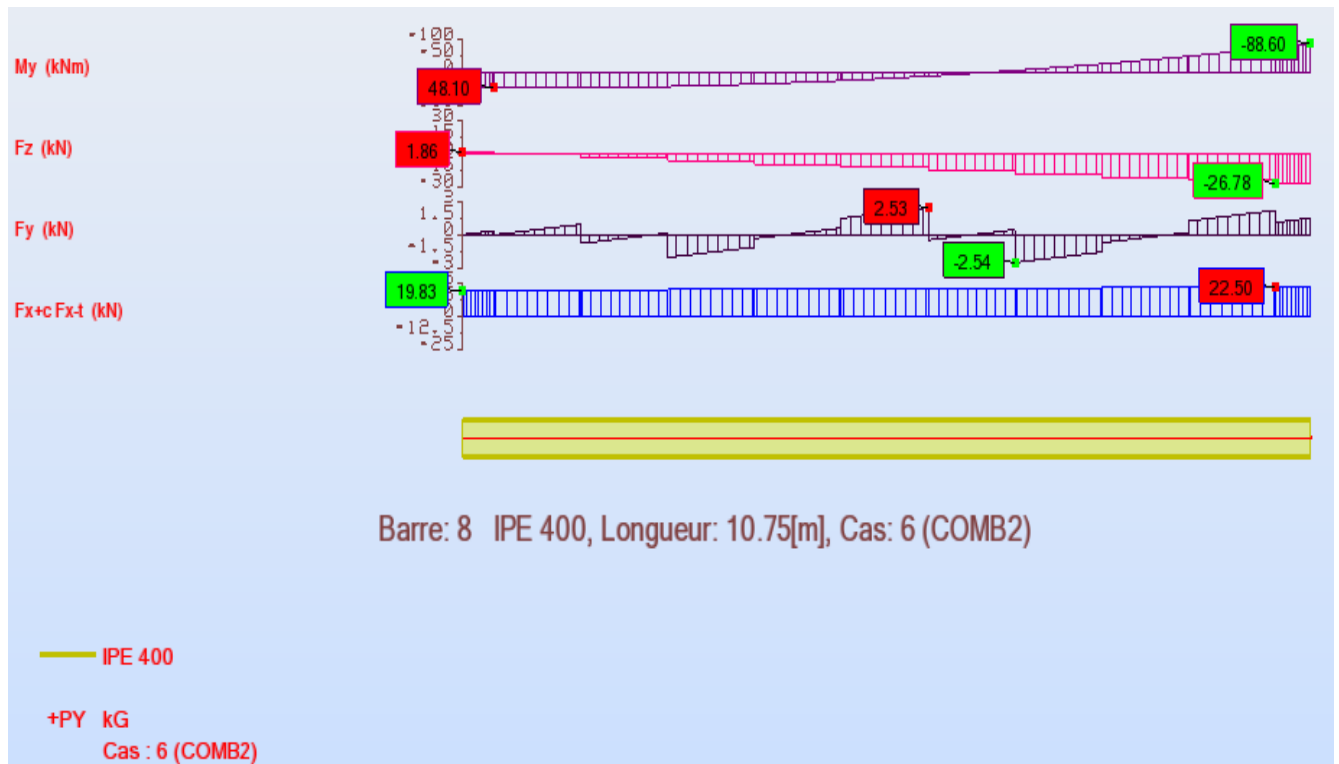
$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{y,Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_z, Rk/g_{M1}) = 0.02 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{z,Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_z, Rk/g_{M1}) = 0.03 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

NOTES DE CALCUL DES TRAVERSES :



CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 3 POUTRE

POINT : 1

COORDONNEE : x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 5 COMB1 1*1.00+3*1.50

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 400

h=40.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=18.0 cm

Ay=56.00 cm²

Az=42.69 cm²

Ax=84.46 cm²

tw=0.9 cm

Iy=23128.40 cm⁴

Iz=1317.82 cm⁴

Ix=46.80 cm⁴

tf=1.4 cm

Wply=1307.26 cm³

Wplz=229.01 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = -29.48 kN

My,Ed = 13.63 kN*m

Mz,Ed = -1.48 kN*m

Vy,Ed = 0.06 kN

Nt,Rd = 1984.89 kN

My,pl,Rd = 307.21 kN*m

Mz,pl,Rd = 53.82 kN*m

Vy,T,Rd = 754.55 kN

My,c,Rd = 307.21 kN*m

Mz,c,Rd = 53.82 kN*m

Vz,Ed = -11.26 kN

My,N,Rd = 307.21 kN*m

Mz,N,Rd = 53.82 kN*m

Vz,T,Rd = 576.74 kN

$$M_{b,Rd} = 100.63 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$T_{t,Ed} = -0.08 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

$$z = 0.00$$

$$L_{cr,upp} = 10.75 \text{ m}$$

$$M_{cr} = 108.71 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\lambda_{LT} = 1.68$$

Courbe, LT - c

$$f_{i,LT} = 1.87$$

$$X_{LT} = 0.33$$

$$X_{LT,mod} = 0.33$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}\cdot g_{M0})) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}\cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.14 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces**FAMILLE :****PIECE :** 4 POUTRE
6.45 m**POINT :** 1**COORDONNEE :** x = 0.60 L =**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif: 5 COMB1 1*1.00+3*1.50

MATERIAU :ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 400**

$$h = 40.0 \text{ cm}$$

$$b = 18.0 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.9 \text{ cm}$$

$$t_f = 1.4 \text{ cm}$$

$$g_{M0} = 1.00$$

$$A_y = 56.00 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 23128.40 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 1307.26 \text{ cm}^3$$

$$g_{M1} = 1.00$$

$$A_z = 42.69 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 1317.82 \text{ cm}^4$$

$$W_{plz} = 229.01 \text{ cm}^3$$

$$A_x = 84.46 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 46.80 \text{ cm}^4$$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$$N_{Ed} = -47.28 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = 1984.89 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 9.87 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y,pl,Rd} = 307.21 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y,c,Rd} = 307.21 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y,N,Rd} = 307.21 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{b,Rd} = 214.79 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,Ed} = -3.68 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,pl,Rd} = 53.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,c,Rd} = 53.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,N,Rd} = 53.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{y,Ed} = -6.06 \text{ kN}$$

$$V_{y,T,Rd} = 750.14 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = -10.30 \text{ kN}$$

$$V_{z,T,Rd} = 574.61 \text{ kN}$$

$$T_{t,Ed} = -0.15 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

$z = 0.00$ $M_{cr} = 272.41 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Courbe,LT - c $XLT = 0.60$
 $L_{cr,upp} = 10.75 \text{ m}$ $Lam_LT = 1.06$ $f_{i,LT} = 1.09$ $XLT,mod = 0.70$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.3.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.10 < 1.00$ (6.2.5.(1))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}\cdot gM_0)) = 0.03 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}\cdot gM_0)) = 0.02 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$M_{y,Ed}/M_b,Rd = 0.05 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Profil correct !!!**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces**FAMILLE :****PIECE :** 7 POUTRE**POINT :** 1**COORDONNEE :** $x = 0.00 L =$

0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 5 COMB1 1*1.00+3*1.50

MATERIAU :ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 400**

$h = 40.0 \text{ cm}$ $gM_0 = 1.00$ $gM_1 = 1.00$
 $b = 18.0 \text{ cm}$ $A_y = 56.00 \text{ cm}^2$ $A_z = 42.69 \text{ cm}^2$ $A_x = 84.46 \text{ cm}^2$
 $t_w = 0.9 \text{ cm}$ $I_y = 23128.40 \text{ cm}^4$ $I_z = 1317.82 \text{ cm}^4$ $I_x = 46.80 \text{ cm}^4$
 $t_f = 1.4 \text{ cm}$ $W_{ply} = 1307.26 \text{ cm}^3$ $W_{plz} = 229.01 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{Ed} = -54.03 \text{ kN}$ $M_{y,Ed} = 176.93 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,Ed} = -2.56 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{y,Ed} = -3.21 \text{ kN}$
 $N_{t,Rd} = 1984.89 \text{ kN}$ $M_{y,pl,Rd} = 307.21 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,pl,Rd} = 53.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{y,T,Rd} = 757.26 \text{ kN}$
 $M_{y,c,Rd} = 307.21 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,c,Rd} = 53.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,Ed} = -50.53 \text{ kN}$
 $M_{y,N,Rd} = 307.21 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,N,Rd} = 53.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,T,Rd} = 578.05 \text{ kN}$
 $M_b,Rd = 208.81 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $T_{t,Ed} = -0.04 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

$z = 0.00$ $M_{cr} = 262.18 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Courbe,LT - c $XLT = 0.59$
 $L_{cr,upp} = 10.75 \text{ m}$ $Lam_LT = 1.08$ $f_{i,LT} = 1.11$ $XLT,mod = 0.68$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.62 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.85 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : [EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.](#)

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 8 POUTRE
10.75 m

POINT : 3

COORDONNEE : x = 1.00 L =

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 7 COMB3 1*1.35+4*1.50

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00$ MPa

PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 400

h=40.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=18.0 cm

Ay=56.00 cm²Az=42.69 cm²Ax=84.46 cm²

tw=0.9 cm

Iy=23128.40 cm⁴Iz=1317.82 cm⁴Ix=46.80 cm⁴

tf=1.4 cm

Wply=1307.26 cm³Wplz=229.01 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N_{Ed} = 32.16 kNM_{y,Ed} = -120.37 kN*mM_{z,Ed} = -0.52 kN*mV_{y,Ed} = 1.12 kNN_{c,Rd} = 1984.89 kNM_{y,pl,Rd} = 307.21 kN*mM_{z,pl,Rd} = 53.82 kN*mV_{y,T,Rd} = 753.81 kNN_{b,Rd} = 1984.89 kNM_{y,c,Rd} = 307.21 kN*mM_{z,c,Rd} = 53.82 kN*mV_{z,Ed} = -31.52 kNM_{y,N,Rd} = 307.21 kN*mM_{z,N,Rd} = 53.82 kN*mV_{z,T,Rd} = 576.38 kNM_{b,Rd} = 222.41 kN*mT_{t,Ed} = 0.09 kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z = 0.00

M_{cr} = 283.55 kN*m

Courbe,LT - c

XLT = 0.61

L_{cr,low} = 10.75 mL_{am,LT} = 1.04f_{i,LT} = 1.06

XLT,mod = 0.72

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

k_{yy} = 1.00

en z :

k_{zz} = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.40 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.54 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.57 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.57 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces**FAMILLE :****PIECE :** 11 POUTRE**POINT :** 1**COORDONNEE :** x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 5 COMB1 1*1.00+3*1.50

MATERIAU :ACIER $f_y = 235.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 400**

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm ²	Az=42.69 cm ²	Ax=84.46 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm ⁴	Iz=1317.82 cm ⁴	Ix=46.80 cm ⁴
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm ³	Wplz=229.01 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{Ed} = -52.88$ kN	$M_{y,Ed} = 178.10$ kN*m	$M_{z,Ed} = -1.11$ kN*m	$V_{y,Ed} = -1.24$ kN
$N_{t,Rd} = 1984.89$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 307.21$ kN*m	$M_{z,pl,Rd} = 53.82$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 756.89$ kN
	$M_{y,c,Rd} = 307.21$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 53.82$ kN*m	$V_{z,Ed} = -50.69$ kN
	$M_{y,N,Rd} = 307.21$ kN*m	$M_{z,N,Rd} = 53.82$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 577.88$ kN
	$M_{b,Rd} = 208.97$ kN*m		$T_{t,Ed} = -0.04$ kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

z = 0.00	$M_{cr} = 262.45$ kN*m	Courbe,LT - c	XLT = 0.59
$L_{cr,upp} = 10.75$ m	$\lambda_{m,LT} = 1.08$	$f_{i,LT} = 1.11$	XLT,mod = 0.68

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.60 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_z,Ed/V_z,T,Rd = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_y,Ed/M_b,Rd = 0.85 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 12 POUTRE
10.75 m

POINT : 3

COORDONNEE : x = 1.00 L =

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 7 COMB3 1*1.35+4*1.50

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 400

h=40.0 cm

$g_{M0}=1.00$

$g_{M1}=1.00$

b=18.0 cm

$A_y=56.00$ cm²

$A_z=42.69$ cm²

$A_x=84.46$ cm²

tw=0.9 cm

$I_y=23128.40$ cm⁴

$I_z=1317.82$ cm⁴

$I_x=46.80$ cm⁴

tf=1.4 cm

$W_{ply}=1307.26$ cm³

$W_{plz}=229.01$ cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{Ed} = 31.84$ kN

$M_{y,Ed} = -120.79$ kN*m

$M_{z,Ed} = -0.97$ kN*m

$V_{y,Ed} = 1.76$ kN

$N_{c,Rd} = 1984.89$ kN

$M_{y,pl,Rd} = 307.21$ kN*m

$M_{z,pl,Rd} = 53.82$ kN*m

$V_{y,T,Rd} = 756.75$ kN

$N_{b,Rd} = 1984.89$ kN

$M_{y,c,Rd} = 307.21$ kN*m

$M_{z,c,Rd} = 53.82$ kN*m

$V_{z,Ed} = -31.36$ kN

$M_{y,N,Rd} = 307.21$ kN*m

$M_{z,N,Rd} = 53.82$ kN*m

$V_{z,T,Rd} = 577.81$ kN

$M_{b,Rd} = 222.40$ kN*m

$T_{t,Ed} = 0.05$ kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z = 0.00

$M_{cr} = 283.55$ kN*m

Courbe,LT - c

XLT = 0.61

L_{cr,low} = 10.75 m

Lam_LT = 1.04

fi,LT = 1.06

XLT,mod = 0.72

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

$k_{yy} = 1.00$



en z :

$k_{zz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.41 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_y,Ed/M_b,Rd = 0.54 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.58 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.58 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 15 POUTRE
0.00 m

POINT : 1

COORDONNEE : x = 0.00 L =

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 5 COMB1 1*1.00+3*1.50

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm ²	Az=42.69 cm ²	Ax=84.46 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm ⁴	Iz=1317.82 cm ⁴	Ix=46.80 cm ⁴
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm ³	Wplz=229.01 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{Ed} = -53.57$ kN	$M_{y,Ed} = 176.87$ kN*m	$M_{z,Ed} = -0.51$ kN*m	$V_{y,Ed} = -1.16$ kN
$N_{t,Rd} = 1984.89$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 307.21$ kN*m	$M_{z,pl,Rd} = 53.82$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 758.76$ kN
	$M_{y,c,Rd} = 307.21$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 53.82$ kN*m	$V_{z,Ed} = -50.43$ kN
	$M_{y,N,Rd} = 307.21$ kN*m	$M_{z,N,Rd} = 53.82$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 578.78$ kN
	$M_{b,Rd} = 208.98$ kN*m		$T_{t,Ed} = -0.02$ kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z = 0.00	$M_{cr} = 262.47$ kN*m	Courbe,LT - c	XLT = 0.59
$L_{cr,upp} = 10.75$ m	$\lambda_{m,LT} = 1.08$	$f_{i,LT} = 1.11$	XLT,mod = 0.68

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.59 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.85 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 16 POUTRE
10.75 m

POINT : 3

COORDONNEE : $x = 1.00 L =$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 7 COMB3 1*1.35+4*1.50

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 400

$h=40.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=18.0$ cm	$A_y=56.00$ cm ²	$A_z=42.69$ cm ²	$A_x=84.46$ cm ²
$t_w=0.9$ cm	$I_y=23128.40$ cm ⁴	$I_z=1317.82$ cm ⁴	$I_x=46.80$ cm ⁴
$t_f=1.4$ cm	$W_{ply}=1307.26$ cm ³	$W_{plz}=229.01$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{,Ed} = 31.88$ kN	$M_{y,Ed} = -120.57$ kN*m	$M_{z,Ed} = -1.04$ kN*m	$V_{y,Ed} = 1.35$ kN
$N_{c,Rd} = 1984.89$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 307.21$ kN*m	$M_{z,pl,Rd} = 53.82$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 754.63$ kN
$N_{b,Rd} = 1984.89$ kN	$M_{y,c,Rd} = 307.21$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 53.82$ kN*m	$V_{z,Ed} = -31.30$ kN
	$M_{y,N,Rd} = 307.21$ kN*m	$M_{z,N,Rd} = 53.82$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 576.78$ kN
	$M_{b,Rd} = 222.42$ kN*m		$T_{t,Ed} = 0.08$ kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

$z = 0.00$	$M_{cr} = 283.55$ kN*m	Courbe,LT - c	$X_{LT} = 0.61$
$L_{cr,low} = 10.75$ m	$\lambda_{m,LT} = 1.04$	$\phi_{i,LT} = 1.06$	$X_{LT,mod} = 0.72$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

$$k_{yy} = 1.00$$



en z :

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.41 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.54 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y*N_{,Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed}/(X_{LT}*M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz}*M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.58 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z*N_{,Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed}/(X_{LT}*M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz}*M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.58 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :**PIECE :** 19 POUTRE
0.00 m**POINT :** 1**COORDONNEE :** x = 0.00 L =**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif : 5 COMB1 1*1.00+3*1.50

MATERIAU :ACIER $f_y = 235.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 400**

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm ²	Az=42.69 cm ²	Ax=84.46 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm ⁴	Iz=1317.82 cm ⁴	Ix=46.80 cm ⁴
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm ³	Wplz=229.01 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = -28.34 kN	My,Ed = 164.95 kN*m	Mz,Ed = -1.82 kN*m	Vy,Ed = -6.07 kN
Nt,Rd = 1984.89 kN	My,pl,Rd = 307.21 kN*m	Mz,pl,Rd = 53.82 kN*m	Vy,T,Rd = 752.41 kN
	My,c,Rd = 307.21 kN*m	Mz,c,Rd = 53.82 kN*m	Vz,Ed = -48.84 kN
	My,N,Rd = 307.21 kN*m	Mz,N,Rd = 53.82 kN*m	Vz,T,Rd = 575.70 kN
	Mb,Rd = 216.18 kN*m		Tt,Ed = -0.11 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

z = 0.00	Mcr = 274.85 kN*m	Courbe,LT - c	XLT = 0.60
Lcr,upp=10.75 m	Lam_LT = 1.06	fi,LT = 1.08	XLT,mod = 0.70

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.57 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.76 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces**FAMILLE :****PIECE :** 20 POUTRE
10.75 m**POINT :** 3**COORDONNEE :** x = 1.00 L =**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif : 5 COMB1 1*1.00+3*1.50

MATERIAU :ACIER $f_y = 235.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 400**

$h=40.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=18.0$ cm	$A_y=56.00$ cm ²	$A_z=42.69$ cm ²	$A_x=84.46$ cm ²
$tw=0.9$ cm	$I_y=23128.40$ cm ⁴	$I_z=1317.82$ cm ⁴	$I_x=46.80$ cm ⁴
$tf=1.4$ cm	$W_{ply}=1307.26$ cm ³	$W_{plz}=229.01$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{,Ed} = -48.04$ kN	$M_{y,Ed} = 125.17$ kN*m	$M_{z,Ed} = 0.94$ kN*m	$V_{y,Ed} = -0.96$ kN
$N_{t,Rd} = 1984.89$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 307.21$ kN*m	$M_{z,pl,Rd} = 53.82$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 754.65$ kN
	$M_{y,c,Rd} = 307.21$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 53.82$ kN*m	$V_{z,Ed} = 37.69$ kN
	$M_{y,N,Rd} = 307.21$ kN*m	$M_{z,N,Rd} = 53.82$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 576.79$ kN
	$M_{b,Rd} = 222.72$ kN*m		$T_{t,Ed} = 0.08$ kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

$z = 0.00$	$M_{cr} = 283.55$ kN*m	Courbe,LT - c	$XLT = 0.61$
$L_{cr,upp} = 10.75$ m	$Lam_{LT} = 1.04$	$fi_{,LT} = 1.06$	$XLT,mod = 0.72$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.3.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.42 < 1.00$ (6.2.5.(1))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.07 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.02 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.56 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces**FAMILLE :****PIECE :** 23 POUTRE
9.25 m**POINT :** 1**COORDONNEE :** $x = 0.86 L =$ **CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif: 5 COMB1 1*1.00+3*1.50

MATERIAU :ACIER $f_y = 235.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 400**

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm ²	Az=42.69 cm ²	Ax=84.46 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm ⁴	Iz=1317.82 cm ⁴	Ix=46.80 cm ⁴
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm ³	Wplz=229.01 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N _{Ed} = -21.54 kN	My _{Ed} = 1.93 kN*m	Mz _{Ed} = -1.43 kN*m	Vy _{Ed} = -3.29 kN
Nt _{Rd} = 1984.89 kN	My _{pl,Rd} = 307.21 kN*m	Mz _{pl,Rd} = 53.82 kN*m	Vy _{T,Rd} = 613.24 kN
	My _{c,Rd} = 307.21 kN*m	Mz _{c,Rd} = 53.82 kN*m	Vz _{Ed} = -2.52 kN
	My _{N,Rd} = 307.21 kN*m	Mz _{N,Rd} = 53.82 kN*m	Vz _{T,Rd} = 510.94 kN
	Mb _{Rd} = 164.75 kN*m		Tt _{Ed} = 2.05 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

z = 0.00	Mcr = 195.57 kN*m	Courbe,LT - c	XLT = 0.50
Lcr,upp=10.75 m	Lam_LT = 1.25	fi,LT = 1.30	XLT,mod = 0.54

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.3.(1))
$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.5.(1))
$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.44 < 1.00$ (6.2.6)
$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.28 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Profil correct !!!**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces**FAMILLE :****PIECE :** 24 POUTRE
0.40 m**POINT :** 1**COORDONNEE :** x = 0.04 L =**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif: 5 COMB1 1*1.00+3*1.50

MATERIAU :

ACIER fy = 235.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 400**

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=56.00 cm ²	Az=42.69 cm ²	Ax=84.46 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm ⁴	Iz=1317.82 cm ⁴	Ix=46.80 cm ⁴

tf=1.4 cm

Wply=1307.26 cm³Wplz=229.01 cm³**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :**N_{Ed} = -18.37 kNM_{y,Ed} = -0.94 kN*mM_{z,Ed} = -0.89 kN*mV_{y,Ed} = -0.75 kNN_{t,Rd} = 1984.89 kNM_{y,pl,Rd} = 307.21 kN*mM_{z,pl,Rd} = 53.82 kN*mV_{y,T,Rd} = 630.45 kNM_{y,c,Rd} = 307.21 kN*mM_{z,c,Rd} = 53.82 kN*mV_{z,Ed} = 0.19 kNM_{y,N,Rd} = 307.21 kN*mM_{z,N,Rd} = 53.82 kN*mV_{z,T,Rd} = 518.63 kNM_{b,Rd} = 167.72 kN*mT_{t,Ed} = -1.83 kN*m

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

z = 0.00

M_{cr} = 199.68 kN*m

Courbe,LT - c

XLT = 0.50

L_{cr,low} = 10.75 mL_{am_LT} = 1.24f_{i,LT} = 1.28

XLT,mod = 0.55

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00 (6.2.3.(1))M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.02 < 1.00 (6.2.5.(1))V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)Tau_{ty,Ed}/(f_y/(sqrt(3)*gM₀)) = 0.39 < 1.00 (6.2.6)Tau_{tz,Ed}/(f_y/(sqrt(3)*gM₀)) = 0.25 < 1.00 (6.2.6)**Contrôle de la stabilité globale de la barre :**M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.01 < 1.00 (6.3.2.1.(1))**Profil correct !!!****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces**FAMILLE :****PIECE :** 35 POUTRE
8.92 m**POINT :** 2**COORDONNEE :** x = 0.83 L =**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif : 5 COMB1 1*1.00+3*1.50

MATERIAU :ACIER f_y = 235.00 MPa**PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 400**

h=40.0 cm

gM₀=1.00gM₁=1.00

b=18.0 cm

A_y=56.00 cm²A_z=42.69 cm²A_x=84.46 cm²t_w=0.9 cmI_y=23128.40 cm⁴I_z=1317.82 cm⁴I_x=46.80 cm⁴

tf=1.4 cm

W_{ely}=1156.42 cm³W_{elz}=146.42 cm³**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :**N_{Ed} = 60.76 kNM_{y,Ed} = 6.03 kN*mM_{z,Ed} = -1.92 kN*mV_{y,Ed} = -8.53 kNN_{c,Rd} = 1984.89 kNM_{y,el,Rd} = 271.76 kN*mM_{z,el,Rd} = 34.41 kN*mV_{y,T,Rd} = 688.22 kNN_{b,Rd} = 1984.89 kNM_{y,c,Rd} = 271.76 kN*mM_{z,c,Rd} = 34.41 kN*mV_{z,Ed} = -10.20 kN

$$M_{b,Rd} = 210.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{z,T,Rd} = 545.16 \text{ kN}$$

$$T_{t,Ed} = -1.06 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

$z = 0.00$	$M_{cr} = 283.55 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT - c	$XLT = 0.65$
$L_{cr,upp} = 10.75 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.98$	$\phi_{i,LT} = 1.00$	$XLT_{mod} = 0.77$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :

$$k_{yy} = 1.00$$



en z :

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{z,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.24 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.22 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.14 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.12 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.12 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces**FAMILLE :****PIECE :** 36 POUTRE
2.15 m**POINT :** 3**COORDONNEE :** x = 0.20 L =**CHARGEMENTS :**

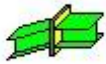
Cas de charge décisif : 5 COMB1 1*1.00+3*1.50

MATERIAU :ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 400**

$h = 40.0 \text{ cm}$	$g_{M0} = 1.00$	$g_{M1} = 1.00$	
$b = 18.0 \text{ cm}$	$A_y = 56.00 \text{ cm}^2$	$A_z = 42.69 \text{ cm}^2$	$A_x = 84.46 \text{ cm}^2$
$t_w = 0.9 \text{ cm}$	$I_y = 23128.40 \text{ cm}^4$	$I_z = 1317.82 \text{ cm}^4$	$I_x = 46.80 \text{ cm}^4$
$t_f = 1.4 \text{ cm}$	$W_{ely} = 1156.42 \text{ cm}^3$	$W_{elz} = 146.42 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

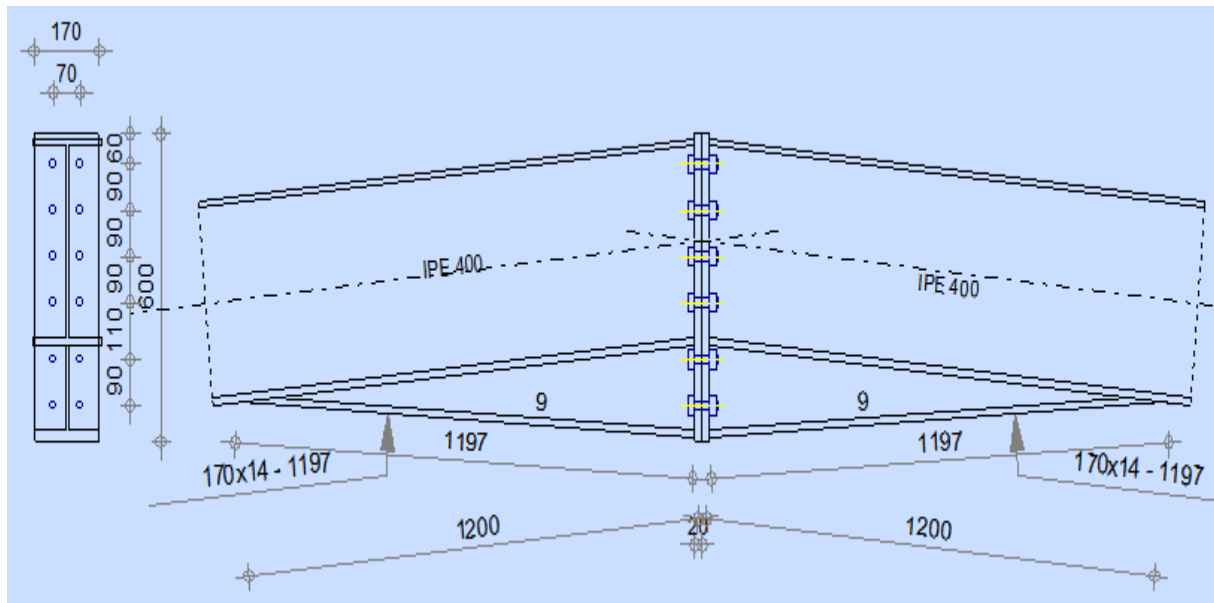
$N_{Ed} = 62.68 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 6.60 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -4.52 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 8.18 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 1984.89 \text{ kN}$	$M_{y,el,Rd} = 271.76 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,el,Rd} = 34.41 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 724.32 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 1984.89 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 271.76 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 34.41 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 8.48 \text{ kN}$
			$V_{z,T,Rd} = 562.20 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 108.06 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$T_{t,Ed} = 0.54 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 3



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010-Non enregistrée

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

EN 1993-1-8:2005

Ratio
0.85**GENERAL**

Assemblage N° : 1
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
 Nœud de la structure : 30
 Barres de la structure : 7, 8

GEOMETRIE**COTE GAUCHE****POUTRE**

Profilé : IPE 400
 Barre N° : 7
 $\alpha = -174.7$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau : ACIER
 $f_{yb} = 235.00$ [MPa] Résistance

COTE DROITE**POUTRE**

Profilé : IPE 400
 Barre N° : 8
 $\alpha = -5.3$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau : ACIER

 $f_{yb} = 235.00$ [MPa] Résistance**BOULONS** $d = 18$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

 $F_{tRd} = 138.24$ [kN] Résistance du boulon à la traction $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons $n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons $h_1 = 60$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'aboutEcartement $e_i = 70$ [mm]Entraxe $p_i = 90; 90; 90; 110; 90$ [mm]**PLATINE** $h_{pr} = 600$ [mm] Hauteur de la platine $b_{pr} = 170$ [mm] Largeur de la platine $t_{pr} = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau : ACIER E24

 $f_{ypr} = 235.00$ [MPa] Résistance**JARRET INFERIEUR** $w_{rd} = 170$ [mm] Largeur de la platine $t_{frd} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile $h_{rd} = 180$ [mm] Hauteur de la platine $t_{wrd} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme $l_{rd} = 1200$ [mm] Longueur de la platine $\alpha_d = 3.3$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau : ACIER

 $f_{ybu} = 235.00$ [MPa] Résistance**SOUDURES D'ANGLE** $a_w = 10$ [mm] Soudure âme $a_f = 10$ [mm] Soudure semelle $a_{fd} = 10$ [mm] Soudure horizontale**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] $\gamma_{M3} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]**EFFORTS****Etat limite : ultime**

Cas : Calculs manuels

 $M_{b1,Ed} = 178.11$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite $V_{b1,Ed} = 48.30$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite $N_{b1,Ed} = 219.86$ [kN] Effort axial dans la poutre droite**RESULTATS****RESISTANCES DE LA POUTRE** $N_{tb,Rd} = 1984.89$ [kN] Résistance de calcul de la section à la traction

EN1993-1-1:[6.2.3]

$N_{tb,Rd} = 1984.89$ [kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]
$V_{cb,Rd} = 799.07$ [kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	$0.06 < 1.00$	vérifié (0.06)
$M_{b,pl,Rd} = 307.21$ [kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd} = 477.09$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd} = 840.03$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low} = 591.23$ [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

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	525	246.17	-	-	276.48	246.17	276.48	594.44
2	435	194.04	-	-	276.48	246.17	276.48	594.44
3	345	169.74	-	-	276.48	246.17	276.48	594.44
4	255	202.10	-	-	276.48	246.17	276.48	594.44
5	145	202.10	-	-	276.48	246.17	276.48	594.44
6	55	232.46	-	-	276.48	246.17	276.48	594.44

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION N_{j,Rd}

$N_{j,Rd} = \sum F_{tj,Rd}$		
$N_{j,Rd} = 1246.61$ [kN]	Résistance de l'assemblage à la traction	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	$0.18 < 1.00$	vérifié (0.18)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

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	525	246.17	-	-	276.48	246.17	276.48	594.44
2	435	194.04	-	-	276.48	246.17	276.48	594.44
3	345	151.02	-	-	276.48	246.17	276.48	594.44
4	255	-	-	-	276.48	246.17	276.48	594.44
5	145	-	-	-	276.48	246.17	276.48	594.44
6	55	-	-	-	276.48	246.17	276.48	594.44

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$		
$M_{j,Rd} = 265.59$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	$0.67 < 1.00$	vérifié (0.67)

VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N

$M_{b1,Ed} / M_{i,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{i,Rd}$	$0.85 < 1.00$	vérifié (0.85)
---	---------------	-----------------------

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd} = 847.44$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	[Tableau 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0.06 < 1.00$	vérifié (0.06)

RESISTANCE DES SOUDURES

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	$122.06 < 343.53$	vérifié (0.36)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	$112.50 < 343.53$	vérifié (0.33)
$\sigma_{\perp} \leq f_u/\gamma_{M2}$	$61.03 < 292.00$	vérifié (0.21)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

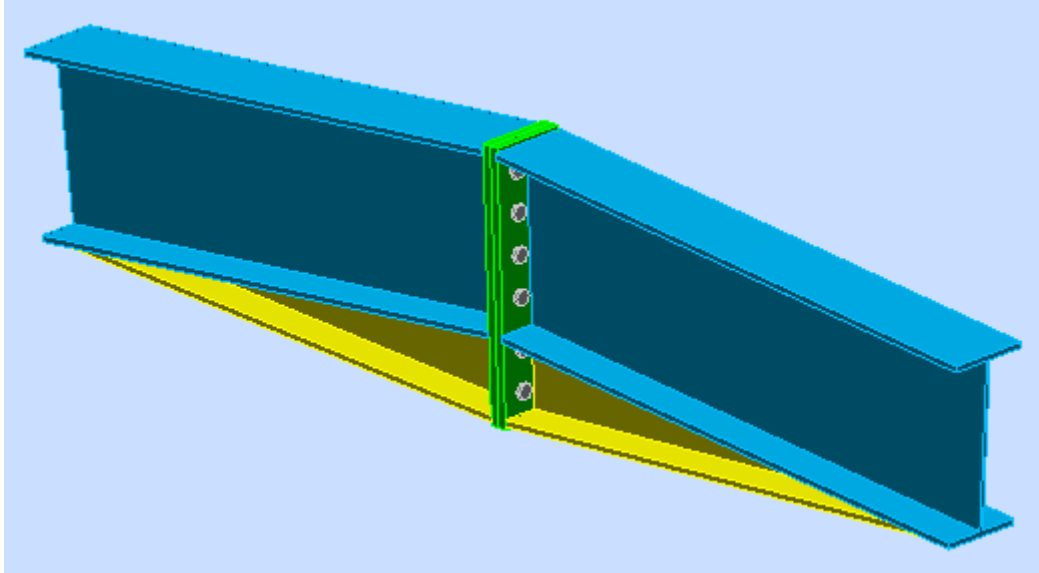
L'effort axial dans la poutre dépasse 5% de résistance N_{pl,Rd}. Conformément au point 6.3.1.(4), la rigidité de l'assemblage ne peut pas être calculée.

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE :

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.85

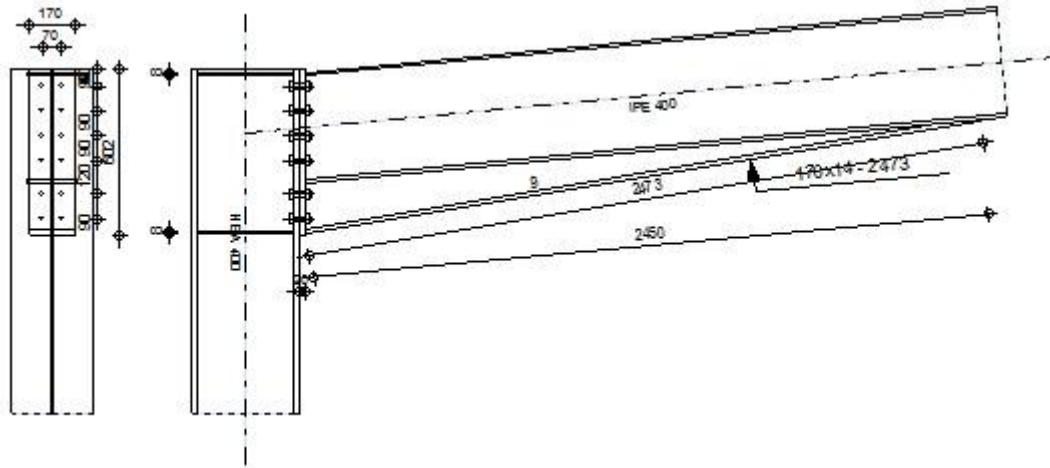




Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010-Non enregistrée

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

EN 1993-1-8:2005

Ratio
0.84**GENERAL**

Assemblage N° : 3
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure : 29
 Barres de la structure : 6, 7

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé : HEA 400
 Barre N° : 6
 $\alpha = -90.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau : ACIER
 $f_{yc} = 235.00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé : IPE 400
 Barre N° : 7
 $\alpha = 5.3$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau : ACIER
 $f_{yb} = 235.00$ [MPa] Résistance

BOULONS

$d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_{TRd} = 138.24$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 60$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 70$ [mm]
 Entraxe $p_i = 90; 90; 90; 120; 90$ [mm]

PLATINE

$h_p =$	602	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	170	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau : ACIER			
$f_{yp} =$	235.00	[MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d =$	170	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	180	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	2450	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	9.5	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau : ACIER			
$f_{ybu} =$	235.00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU**Supérieur**

$h_{su} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau : ACIER			
$f_{ysu} =$	235.00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau : ACIER			
$f_{ysu} =$	235.00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	10	[mm]	Soudure âme
$a_r =$	10	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	10	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{rd} =$	10	[mm]	Soudure horizontale

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]
$\gamma_{M3} =$	1.25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS**Etat limite : ultime**

Cas : Calculs manuels

$M_{b1,Ed} =$	-176.93	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	55.33	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	49.09	[kN]	Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

$N_{tb,Rd} = 1984.89$ [kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]
$V_{cb,Rd} = 799.07$ [kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	$0.07 < 1.00$	vérifié (0.07)
$M_{b,pl,Rd} = 307.21$ [kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd} = 478.91$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd} = 843.36$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

$V_{wp,Ed} = -345.97$ [kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd} = 722.21$ [kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0.48 < 1.00$	vérifié (0.48)
$F_{c,wc,Rd,upp} = 1048.15$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = 138.24$ [kN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd} = 282.36$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement par poinçonnement	[Tableau 3.4]
$N_{j,Rd} = \text{Min}(N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$		
$N_{j,Rd} = 1658.88$ [kN]	Résistance de l'assemblage à la traction	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	$0.03 < 1.00$	vérifié (0.03)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION**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	523	127.56	276.48	127.56	276.48	246.17	276.48	564.72
2	433	127.56	276.48	127.56	276.48	246.17	276.48	564.72
3	313	127.56	276.48	127.56	276.48	246.17	276.48	564.72
4	223	127.56	276.48	127.56	276.48	246.17	276.48	564.72
5	133	127.56	276.48	127.56	276.48	246.17	276.48	564.72
6	43	84.40	276.48	127.56	276.48	246.17	276.48	564.72

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$		
$M_{j,Rd} = 211.08$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	$0.84 < 1.00$	vérifié (0.84)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd} = 826.07$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	[Tableau 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0.07 < 1.00$	vérifié (0.07)

RESISTANCE DES SOUDURES

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$95.26 < 343.53$	vérifié	(0.28)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$87.43 < 343.53$	vérifié	(0.25)
$\sigma_{\perp} \leq f_u / \gamma_{M2}$	$47.63 < 292.00$	vérifié	(0.16)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

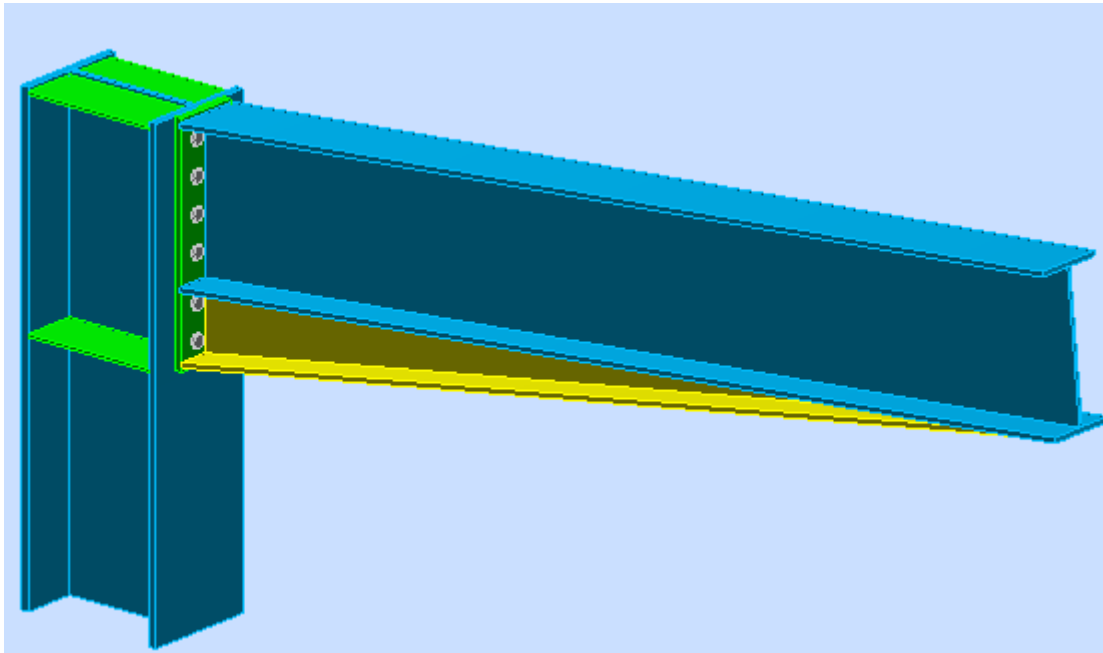
$S_{j,ini} = 185107.26$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_j = 99747.73$ [kN*m]	Rigidité en rotation finale	[6.3.1.(4)]
Classification de l'assemblage par rigidité.		
$S_{j,rig} = 77711.42$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} = 4856.96$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE :

PANNEAU D'ÂME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.84

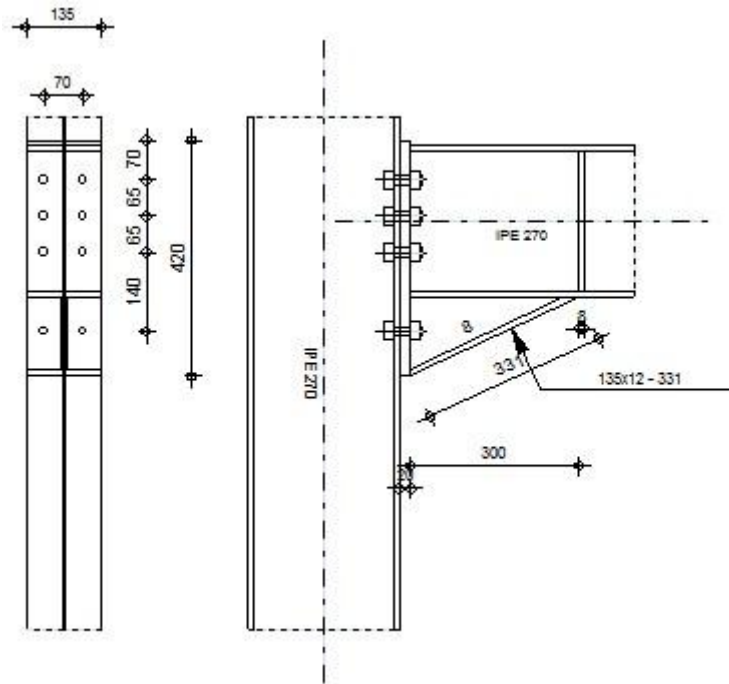




Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010-Non enregistrée

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

EN 1993-1-8:2005

Ratio
0.39**GENERAL**

Assemblage N° : 5
 Nom de l'assemblage : Poutre - poteau

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé : IPE 270
 $\alpha = -90.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau : ACIER E24
 $f_{yc} = 235.00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé : IPE 270
 $\alpha = 0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau : ACIER E24
 $f_{yb} = 235.00$ [MPa] Résistance

BOULONS

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 113.04$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_b = 2$ Nombre de colonnes des boulons

BOULONS

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
$n_v =$	4		Nombre de rangés des boulons
$h_1 =$	70	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	70	[mm]	
Entraxe $p_i =$	65; 65; 140	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	420	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	135	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau :	ACIER		
$f_{yp} =$	235.00	[MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d =$	135	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	140	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	300	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	25.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau :	ACIER E24		
$f_{ybu} =$	235.00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	10	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	10	[mm]	Soudure semelle
$a_{fd} =$	10	[mm]	Soudure horizontale

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]
$\gamma_{M3} =$	1.25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS**Etat limite : ultime**

Cas :	Calculs manuels		
$M_{b1,Ed} =$	-22.61	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	7.38	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-8.64	[kN]	Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS**RESISTANCES DE LA POUTRE**

$N_{cb,Rd} =$	1079.71	[kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd} =$	452.32	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$			0.02 < 1.00	vérifié (0.02)
$M_{b,pl,Rd} =$	113.75	[kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd} =$	204.61	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd} =$	513.75	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

$M_{b,pl,Rd} = 113.75$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $F_{c,wb,Rd,low} = 344.98$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

$V_{wp,Ed} = -88.70$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]
 $V_{wp,Rd} = 270.33$ [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]
 $V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0.33 < 1.00$ **vérifié** (0.33)
 $F_{c,wc,Rd} = 196.81$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]
 $F_{c,wc,Rd,upp} = 199.70$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd} = 393.61$ [kN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]
 $N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0.02 < 1.00$ **vérifié** (0.02)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

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	325	148.22	148.22	171.63	226.08	192.29	226.08	269.48
2	185	51.49	148.22	171.63	226.08	189.49	226.08	269.48
3	120	-	148.22	171.63	226.08	189.49	226.08	269.48
4	55	-	148.22	171.63	226.08	189.49	226.08	269.48

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$
 $M_{j,Rd} = 57.68$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]
 $M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ $0.39 < 1.00$ **vérifié** (0.39)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd} = 600.13$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]
 $V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ $0.01 < 1.00$ **vérifié** (0.01)

RESISTANCE DES SOUDURES

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $30.70 < 343.53$ **vérifié** (0.09)
 $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $27.57 < 343.53$ **vérifié** (0.08)
 $\sigma_{\perp} \leq f_u / \gamma_{M2}$ $15.35 < 292.00$ **vérifié** (0.05)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$S_{j,ini} = 22098.74$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]
 $S_j = 22098.74$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

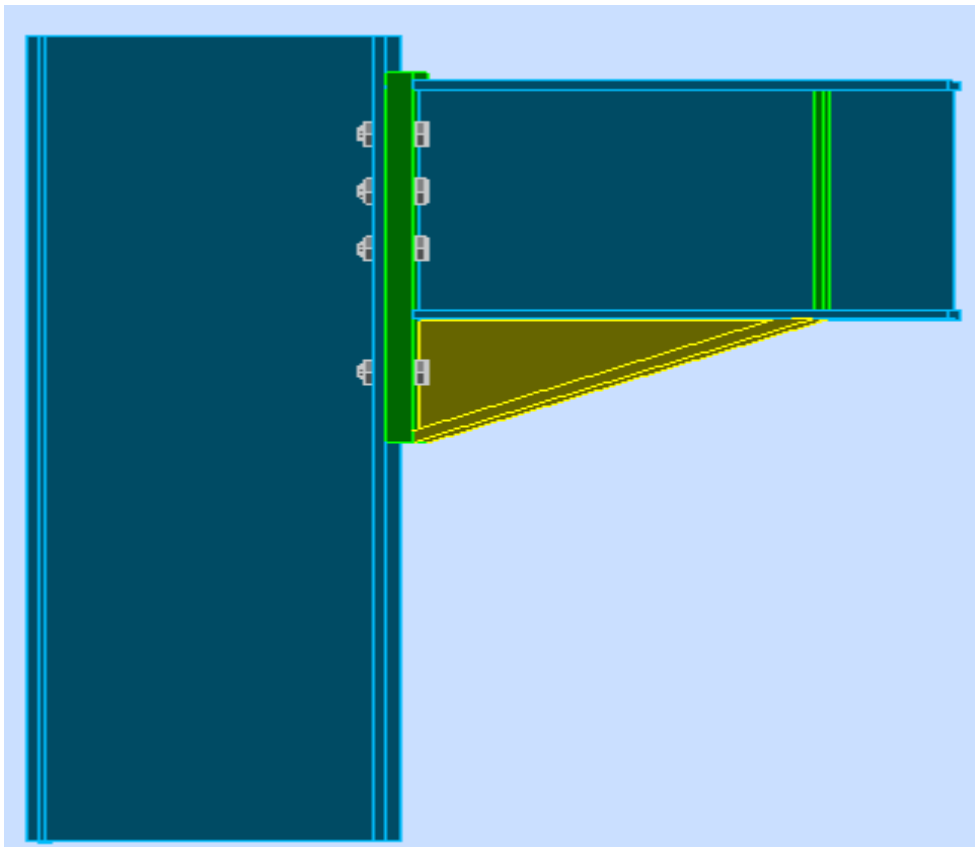
$S_{j,rig} = 19453.66$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]
 $S_{j,pin} = 1215.85$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]
 $S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ **RIGIDE**

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE :

ÂME DU POTEAU EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.39





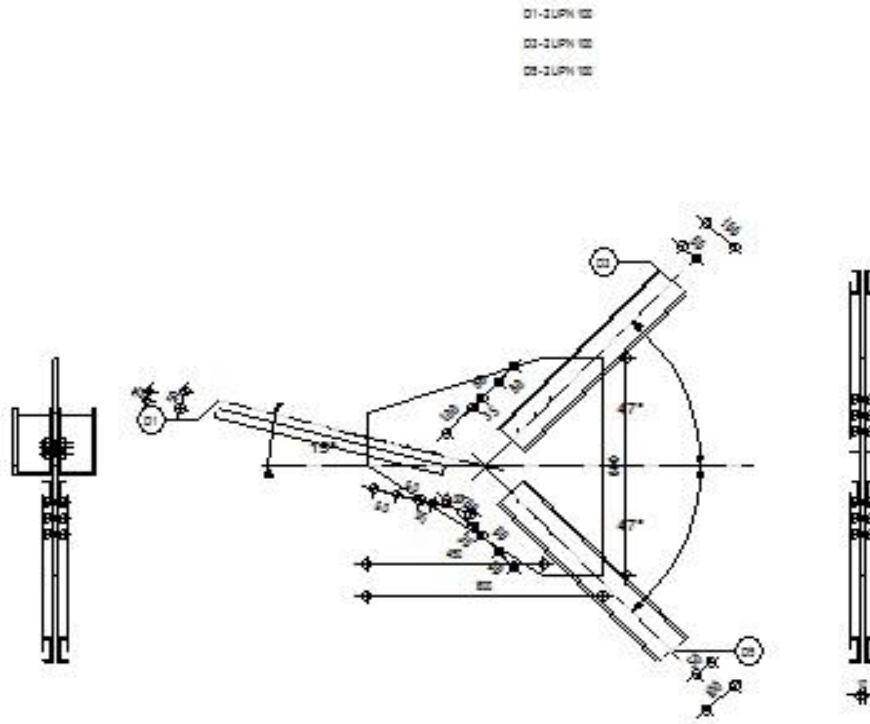
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010-Non enregistrée

Calcul de l'assemblage au gousset

EN 1993-1-8:2005



Ratio
0.47



GENERAL

Assemblage N° : 6
 Nom de l'assemblage : Gousset - noeud membrure de treillis
 Noeud de la structure : 320
 Barres de la structure : 234, 235, 233,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 1	Barre 3	Barre 5		
Barre N° :		234	235	233		
Profilé :		2 UPN 100	2 UPN 100	2 UPN 100		
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	-15.4	133.0	313.0		Deg
Longueur	l	0.00	0.00	0.00		m

BOULONS**Barre 1**

Classe =	8.8		Classe du boulon
d =	14	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	16	[mm]	Diamètre du trou de 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]			
e ₁ =	35	[mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	50	[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

Barre 3

Classe =	8.8		Classe du boulon
d =	14	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	16	[mm]	Diamètre du trou de 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]			
e ₁ =	35	[mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	50	[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

Barre 5

Classe =	8.8		Classe du boulon
d =	14	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	16	[mm]	Diamètre du trou de 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]			
e ₁ =	35	[mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	50	[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 =	600	[mm]	Longueur de la platine
h _p =	600	[mm]	Hauteur de la platine
t _p =	10	[mm]	Epaisseur de la platine

Paramètres

h ₁ =	450	[mm]	Grugeage
v ₁ =	150	[mm]	Grugeage
h ₂ =	0	[mm]	Grugeage
v ₂ =	0	[mm]	Grugeage
h ₃ =	0	[mm]	Grugeage
v ₃ =	0	[mm]	Grugeage
h ₄ =	450	[mm]	Grugeage
v ₄ =	300	[mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (59;20)

e _v =	300	[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
e ₀ =	0	[mm]	Distance axe membrure hor.

Matériau : ACIER E24

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 : Calculs manuels

$N_{b1,Ed} =$	-123.26	[kN]	Effort axial
$N_{b3,Ed} =$	-54.84	[kN]	Effort axial
$N_{b5,Ed} =$	-123.41	[kN]	Effort axial

RESULTATS**BARRE 1****Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons**

$F_{x,Ed} =$	-41.09 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	
$F_{z,Ed} =$	0.00 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	
$F_{Rdx} =$	89.42 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} =$	102.20 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	-41.09 < 89.42	vérifié	(0.46)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	0.00 < 102.20	vérifié	(0.00)

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$N_{uRd} =$	150.59 [kN]		[1993-1-1:2005 6.1]
$N_{plRd} =$	157.22 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[1993-1-1:2005 6.1]
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq N_{uRd}$	-61.63 < 150.59	vérifié	(0.41)
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	-61.63 < 157.22	vérifié	(0.39)

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$V_{effRd} =$	130.41 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	[3.10.2 (3)]
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	-61.63 < 130.41	vérifié	(0.47)

BARRE 3**Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons**

$F_{x,Ed} =$	-18.28 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	
$F_{z,Ed} =$	0.00 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	
$F_{Rdx} =$	89.42 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} =$	102.20 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	-18.28 < 89.42	vérifié	(0.20)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	0.00 < 102.20	vérifié	(0.00)

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$N_{uRd} =$	150.59 [kN]		[1993-1-1:2005 6.1]
$N_{plRd} =$	157.22 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[1993-1-1:2005 6.1]
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq N_{uRd}$	-27.42 < 150.59	vérifié	(0.18)
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	-27.42 < 157.22	vérifié	(0.17)

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$V_{effRd} =$	130.41 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	[3.10.2 (3)]
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	-27.42 < 130.41	vérifié	(0.21)

BARRE 5**Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons**

$F_{x,Ed} = -41.14$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		
$F_{z,Ed} = 0.00$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant		
$F_{Rdx} = 89.42$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 102.20$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$-41.14 < 89.42$	vérifié	(0.46)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$0.00 < 102.20$	vérifié	(0.00)

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$N_{uRd} = 150.59$ [kN]			[1993-1-1:2005 6.1]
$N_{plRd} = 157.22$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		[1993-1-1:2005 6.1]
$ 0.5 \cdot N_{b5,Ed} \leq N_{uRd}$	$ -61.70 < 150.59$	vérifié	(0.41)
$ 0.5 \cdot N_{b5,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -61.70 < 157.22$	vérifié	(0.39)

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$V_{effRd} = 130.41$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		[3.10.2 (3)]
$ 0.5 \cdot N_{b5,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -61.70 < 130.41$	vérifié	(0.47)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.47



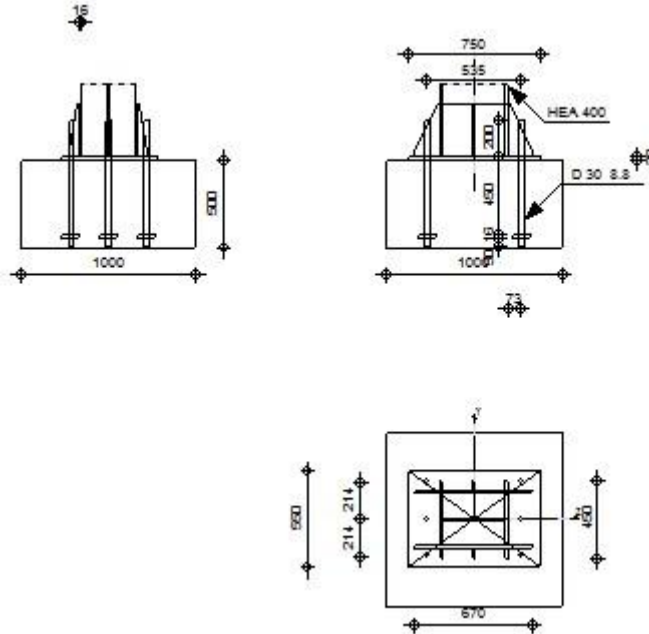
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010-Non enregistrée

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete



Ratio
0.87



GENERAL

Assemblage N° : 5
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure : 126
 Barres de la structure : 21

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé : HEA 400
 Barre N° : 21
 $L_c = 7.50$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 390$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 158.98$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 45069.40$ [cm⁴] 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

$l_{pd} = 750$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 550$ [mm] Largeur

$l_{pd} =$	750	[mm]	Longueur
$t_{pd} =$	20	[mm]	Epaisseur
Matériau : ACIER E24			
$f_{ypd} =$	235.00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	365.00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Classe =	8.8		Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	550.00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	800.00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	30	[mm]	Diamètre du boulon
$A_b =$	5.61	[cm ²]	Aire de section efficace du boulon
$n_H =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	3		Nombre de rangées des boulons
$e_H =$	535	[mm]	Ecartement
$e_V =$	214	[mm]	Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	200	[mm]
$L_2 =$	450	[mm]
$L_3 =$	50	[mm]

Plaque d'ancrage

$l_p =$	100	[mm]	Longueur
$b_p =$	100	[mm]	Largeur
$t_p =$	16	[mm]	Epaisseur
Matériau : ACIER E24			
$f_y =$	235.00	[MPa]	Résistance

Plaquette

$l_{wd} =$	0	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	0	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	0	[mm]	Epaisseur

RAIDISSEUR

$l_s =$	670	[mm]	Longueur
$w_s =$	450	[mm]	Largeur
$h_s =$	295	[mm]	Hauteur
$t_s =$	16	[mm]	Epaisseur
$d_1 =$	13	[mm]	Grugeage
$d_2 =$	20	[mm]	Grugeage

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

$L =$	1000	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	1000	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	500	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe	BETON25		
$f_{ck} =$	25.00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g =$	0	[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

SOUDESURES

$a_p =$	10	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_{p1} =$	10	[mm]	Plaquette
$a_s =$	10	[mm]	Raidisseurs

EFFORTS

Cas : Calculs manuels

$N_{j,Ed} =$	68.22	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,z} =$	34.99	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	-34.99	[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)]
$f_j =$	17.30	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$				
$c =$	43	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	104	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	385	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	400.97	[cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	2764.64	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$				
$A_{c1} =$	2764.64	[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)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$				
$f_{jd} =$	29.18	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,y} =$	829.80	[cm ²]	Aire de flexion M_y	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$				
$F_{c,Rd,y} =$	2420.99	[kN]	Résistance du béton à la flexion M_y	[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]
$W_{pl,y} =$	2561.97	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	602.06	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	371	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$				
$F_{c,fc,Rd,y} =$	1622.81	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RÉSISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$				
$F_{C,Rd,y} =$	1622.81	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

ZONE TENDUE**RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE**

$A_b =$	5.61	[cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} =$	800.00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$\beta =$	0.85		Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$				
$F_{t,Rd,s1} =$	274.67	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$\gamma_{Ms} =$	1.20		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} =$	550.00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$				

$F_{t,Rd,s2} = 257.13$ [kN] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$

$F_{t,Rd,s} = 257.13$ [kN] Résistance du boulon à la rupture

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 25.00$ [MPa] Résistance caractéristique du béton à la compression EN 1992-1:[3.1.2]

$A_h = 71.73$ [cm²] Aire de contact de la plaque d'ancrage CEB [15.1.2.3]

$p_k = 175.00$ [MPa] Résistance caractéristique du béton à l'arrachement CEB [15.1.2.3]

$\gamma_{Mp} = 2.16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{t,Rd,p} = p_k \cdot A_h / \gamma_{Mp}$

$F_{t,Rd,p} = 622.62$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.3]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 191$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$

$N_{Rk,c}^0 = 98.73$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$s_{cr,N} = 572$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.4]

$c_{cr,N} = 286$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.4]

$A_{c,N0} = 11070.00$ [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.4]

$A_{c,N} = 10000.00$ [cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.4]

$\Psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$

$\Psi_{A,N} = 0.90$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.4]

$c = 233$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.4]

$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$

$\Psi_{s,N} = 0.94$ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.4]

$\Psi_{ec,N} = 1.00$ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.4]

$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm] / 200 \leq 1.0$

$\Psi_{re,N} = 1.00$ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.4]

$\Psi_{ucr,N} = 1.00$ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.4]

$\gamma_{Mc} = 2.16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \Psi_{A,N} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$

$F_{t,Rd,c} = 38.9$ [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 450$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.5]

$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$

$N_{Rk,c}^0 = 357.97$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.5]

$s_{cr,N} = 900$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.5]

$c_{cr,N} = 450$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.5]

$A_{c,N0} = 19056.80$ [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.5]

$A_{c,N} = 10000.00$ [cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.5]

$\Psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$

$\Psi_{A,N} = 0.52$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.5]

$c = 233$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.5]

$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$

$\Psi_{s,N} = 0.85$ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.5]

$\Psi_{ec,N} = 1.00$ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.5]

$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm] / 200 \leq 1.0$

$\Psi_{re,N} = 1.00$ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.5]

$\Psi_{ucr,N} = 1.00$ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.5]

$\Psi_{h,N} = (h / (2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$

$\Psi_{h,N} = 0.68$ Coef. dépendant de la hauteur de la fondation CEB [9.2.5]

$\gamma_{M,sp} = 2.16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \Psi_{A,N} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ucr,N} \cdot \Psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$

$F_{t,Rd,sp} = 50.25$ [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd} = 38.97$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} =$	568	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	568	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	142	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	13.35	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	13.35	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	376.00	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	148.51	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	116.92	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,y} =$	116.92	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} =$	233.84	[kN]	Résistance de la semelle à la traction axiale	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$				
$F_{T,Rd,y} =$	116.92	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0.29 < 1.00	vérifié	(0.29)
$e_y =$	513	[mm]	Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3]
$Z_{c,y} =$	226	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$ [6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} =$	268	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$ [6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	40.05	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0.87 < 1.00	vérifié	(0.87)

CISAILLEMENT

PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} =$	1.12	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} =$	1.00	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]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$			
$F_{1,vb,Rd,z} =$	438.00	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b =$	0.28	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{bv} =$	7.07	[cm ²]	Aire de section efficace du boulon [6.2.2.(7)]
$f_{ub} =$	800.00	[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)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{bv} / \gamma_{M2}$			
$F_{2,vb,Rd} =$	124.41	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans effet de levier [6.2.2.(7)]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} =$	84.18	[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]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$				
$F_{v,Rd,cp} =$	77.95	[kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z} =$	343.6	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} =$	0.82	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)]
$\psi_{s,V,z} =$	0.95	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		CEB

$V_{Rk,c,z} = 343.6$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$= 8$]	d'ancrage	[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]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \Psi_{A,V,z} \cdot \Psi_{h,V,z} \cdot \Psi_{s,V,z} \cdot \Psi_{ec,V,z} \cdot \Psi_{\alpha,V,z} \cdot \Psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,z} = 123.44$ [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)]
$N_{c,Ed} = 0.00$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 0.00$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]
CONTROLE DU CISAILLEMENT		
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd,z}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} = 467.67$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0.07 < 1.00$	vérifié (0.07)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 = 3.70$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 = 51.07$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$Z_s = 83$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 9742.40$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 2.38$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 8.83$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 10.82$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 18.89$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0.08 < 1.00$	vérifié (0.08)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$M_1 = 0.54$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 = 11.35$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$Z_s = 98$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 8611.57$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 0.49$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 1.37$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 2.40$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 4.19$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0.02 < 1.00$	vérifié (0.02)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 0.54$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 = 11.35$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$Z_s = 72$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 10573.55$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 0.27$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 1.25$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 2.40$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 4.17$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0.02 < 1.00$	vérifié (0.02)

SOUDES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 3.80$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 3.80$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} = 0.00$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} =$	3.80	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	1.03	[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)]
$\sigma_{\perp} / (f_u/\gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)			0.01 < 1.00	vérifié (0.01)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u/(\beta_W \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0.02 < 1.00	vérifié (0.02)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u/(\beta_W \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0.02 < 1.00	vérifié (0.02)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0.00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0.00	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	8.66	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0.00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0.85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u/(\beta_W \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0.04 < 1.00	vérifié (0.04)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	1.33	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	1.33	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	1.92	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	4.26	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0.85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u/(\beta_W \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0.01 < 1.00	vérifié (0.01)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	1.33	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	1.33	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	1.92	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	4.26	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0.85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u/(\beta_W \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0.01 < 1.00	vérifié (0.01)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	12.90	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	12.90	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	10.49	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	31.55	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0.85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u/(\beta_W \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0.09 < 1.00	vérifié (0.09)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	6.80	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	6.80	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	3.20	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	14.69	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0.85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u/(\beta_W \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0.04 < 1.00	vérifié (0.04)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	6.80	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	6.80	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	3.46	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	14.86	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0.85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u/(\beta_W \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0.04 < 1.00	vérifié (0.04)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

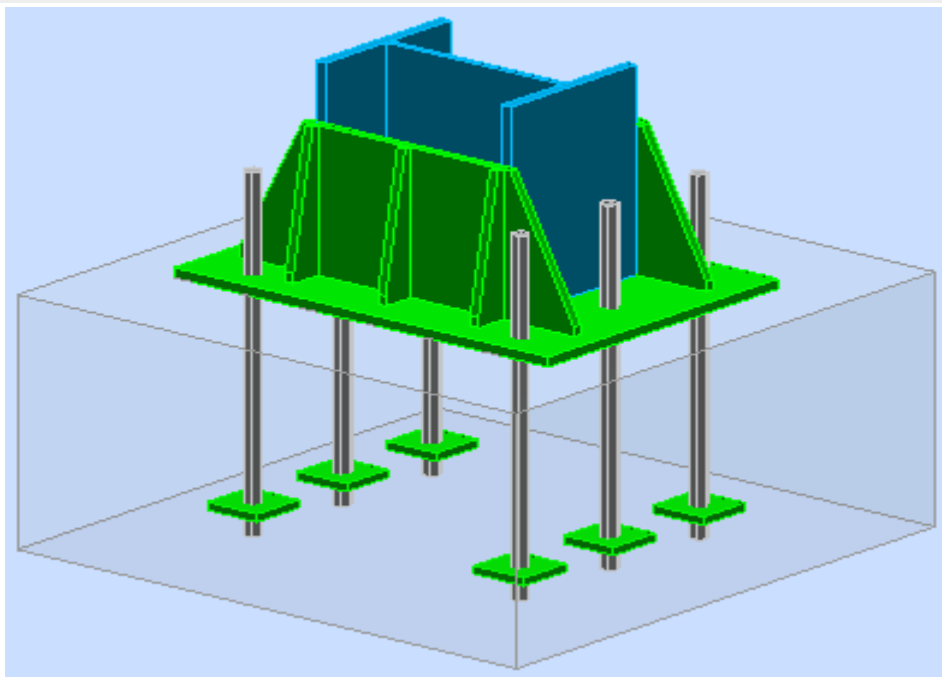
$b_{eff} =$	104	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	385	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$				
$k_{13,y} =$	24	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	568	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	142	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	1	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	275	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0.47		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	74193.29	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$\lambda_{0,y} \leq 0.5$			RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE :

FUNDAMENT A L'ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.87



1)-DÉFINITION :

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 ; 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 éléments (cas des semelles sur pieux par exemple).

2)-RAPPEL :**LES TYPES DES FONDATIONS :**

-Fondation superficielle:

- Semelle isolée sous Poteau
- Semelle filante continue sous mur
- Semelle filante sous plusieurs poteaux
- Radiers généraux ou nervurés

-Fondation profonde (semelle sous pieux)

3)-CHOIX DES FONDATIONS :

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol

Concernant notre projet la contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol} = 0.1 \text{ Mpa}$.

4)- LES FONDATIONS SOUS POTEAUX :

4-1)- DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES ISOLÉES SOUS POTEAUX :

Selon le **BAEL91**, l'étude des fondations se fait sous les sollicitations les plus défavorables.

Les sollicitations suivantes obtenues par logiciel **ROBOT**:

$$N_{ed} = 221.11 \text{ KN}$$

$$M_{ed} = 44.13 \text{ KN.m}$$

Le dimensionnement de la base supérieure est avec celle de la plaque d'assise :

$$a = 67 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 45 \text{ cm}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{67}{45} = 1.48 \Rightarrow A = 1.48 \times B$$

4-2)- PRÉ DIMENSIONNEMENT :

Semelle carré : $S = A \times B$ avec $\bar{\sigma}_{sol} = 1 \text{ bar} = 100 \text{ KN/m}^2$

$$\text{On a: } A \times B \geq \frac{N_{ed}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{221.11}{100} = 2.21 \text{ m}^2 \Rightarrow A \times B \geq 2.21 \text{ m}^2$$

On prend : $A = B = 1.7 \text{ m}$ qui nous donne $S = 2.89 \text{ m}^2$

4-3)- CALCUL DE HAUTEUR DE LA SEMELLE :

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{A - a}{4} \right) = \frac{170 - 67}{4} = 25.75 \text{ cm} \\ \left(\frac{B - b}{4} \right) = \frac{170 - 45}{4} = 31.25 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow d \geq 31.25 \text{ cm}$$

On opte pour $d = 40 \text{ cm}$

$$d' = 5 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 45 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{3} \leq h_p \leq \frac{h_t}{2} \Rightarrow h_p = 20\text{cm}$$

4-4)-VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ :

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

Stabilité $\Rightarrow A \geq 6 \times e$, tel que e : excentricité.

$$e = \frac{M_{ed}}{N_{ed}} = \frac{44.13}{221.11} = 0.19\text{m}$$

$$6 \times e = 6 \times 0.19 = 1.14\text{m}$$

D'où : $A = 1.7\text{m} > 6 \times e = 1.14\text{m} \Rightarrow$ condition de stabilité est vérifiée.

4-5)- VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE :

$\sigma_c = N/S \leq \sigma_{sol}$ avec : $N = N_{edmax} + 1.5 \times P_s$ et $P_s = \gamma \cdot V_s$ (poids de la semelle)

$$V_s = A \cdot h_p \cdot B + \frac{A \times a}{2} (h_t - h_p) \times B = 0.82\text{m}^3 \Rightarrow P_s = 20.5\text{KN}$$

$$N = 221.11 + 1.5 \times 20.5 = 251.86\text{KN}$$

D'où : $\sigma_c = 87.14 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 100\text{KN/m}^2$ (condition vérifier).

4-6)- CALCUL DES ARMATURES (méthode de bielle) :

$$A_x = \frac{N \times (B - b)}{8(h_t - d')f_{su}} \times 10$$

$$A_y = \frac{N \times (A - a)}{8(h_t - d')f_{su}} \times 10$$

$$A_x = \frac{251.86 \times (1.7 - 0.45)}{8(0.4)348} \times 10 = 2.83\text{cm}^2$$

$$A_y = \frac{251.86 \times (1.7 - 0.67)}{8(0.4)348} \times 10 = 2.33 \text{ cm}^2$$

Les sections sont faibles donc il faut prendre la section minimum de BAEL 91 :

$$A_{s \text{ min}} = 0.23 \times \frac{A \times d \times f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times \frac{170 \times 40 \times 2.4}{400} = 9.38 \text{ cm}^2$$

4-7)- CHOIX DES BARRES :

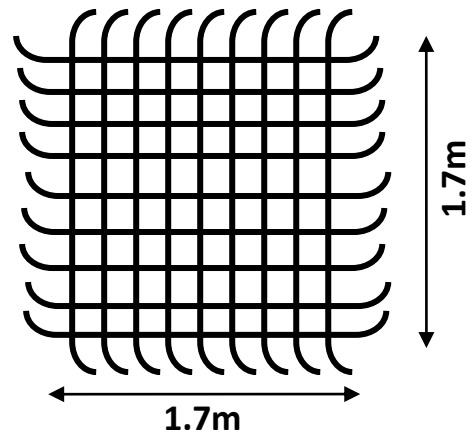
On opte pour **9 HA 12** avec $A_s = 10.18 \text{ cm}^2$.

4-8)- CALCUL L'ESPACEMENT DES BARRES :

$$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15\phi)$$

$$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15 \times 1,018 = 15.27\text{cm})$$

En prend $S_t = 15.00\text{cm}$



Vue en plan d'un croqué de ferrailage de la semelle

4-9)- CALCUL DES LONGRINES :

Les longrines sont des poutres qui relient les fondations afin d'empêcher tout déplacement horizontal et surtout d'empêcher les tassements différentiels.

Elles sont calculées selon les recommandations du **RPA 99** (version 2003) comme suit :

-La section des longrines est de de : **30 x40 cm²**

-L'effort de traction : $F = N/\alpha$

-l'effort normal agissant sur la fondation : $N = 251.86 \text{ KN}$.

-Sol de catégorie **S3** $\Rightarrow \alpha = 12$

4-9-1)-ARMATURES LONGITUDINALES :

$$A \geq \frac{F}{\sigma} = \frac{21 \times 10^3}{348 \times 100} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Section faible \Rightarrow on prend la section minimale imposée par le RPA :

$$A_s = 0.6\% b.h = 0.006 \times 30 \times 40 = 7.2 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6 HA 14** avec : $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$

4-9-2)-ARMATURES TRANSVERSALES :

$$\Phi = \min \{h/35 ; \Phi_t ; b/10\}$$

On prend **$\Phi = 8 \text{ mm}$**

Soit un cadre **T8** $\Rightarrow A_s = 1.01 \text{ cm}^2$

L'espacement des cadres doit être : $e \leq \min \{20 \text{ cm} ; 15\Phi_t\}$; soit **$e = 15 \text{ cm}$** .

CONCLUSION :

Après avoir fait l'étude et conception de la structure, nous pouvons aisément conclure qu'une bonne conception et un calcul plus approximatif permettent à cette dernière d'être rigide et plus stable face aux différentes actions aux quelles est soumise.

Ce présent travail nous a permis d'améliorer nos connaissances techniques vis-à-vis des études d'optimisation, afin d'obtenir une structure qui repend à toutes les sollicitations possibles et qui reste toujours dans le domaine de confort prévu, et avec un coût de réalisation minimum.

Ceci est possible en procédant par des logiciels de calcul, tel que ROBOT millenium, nous a beaucoup facilité le calcul pour aboutir à une meilleure optimisation des éléments porteurs (poteaux et poutres principales) .ainsi en manipulant ce logiciel, non seulement, nous avons gagné du temps, mais aussi nous avons amélioré nos connaissances pour la modélisation des structures sous ces logiciels.

Le calcul de vérification des éléments constructifs, selon les normes européennes, EUROCODE 03, présentent beaucoup de détails que nous avons vu et vérifier. Ce qui nous a permis de mieux comprendre ces normes.

Enfin nous espérons que ce travail nous permettra de mettre le premier pas dans la vie professionnelle.

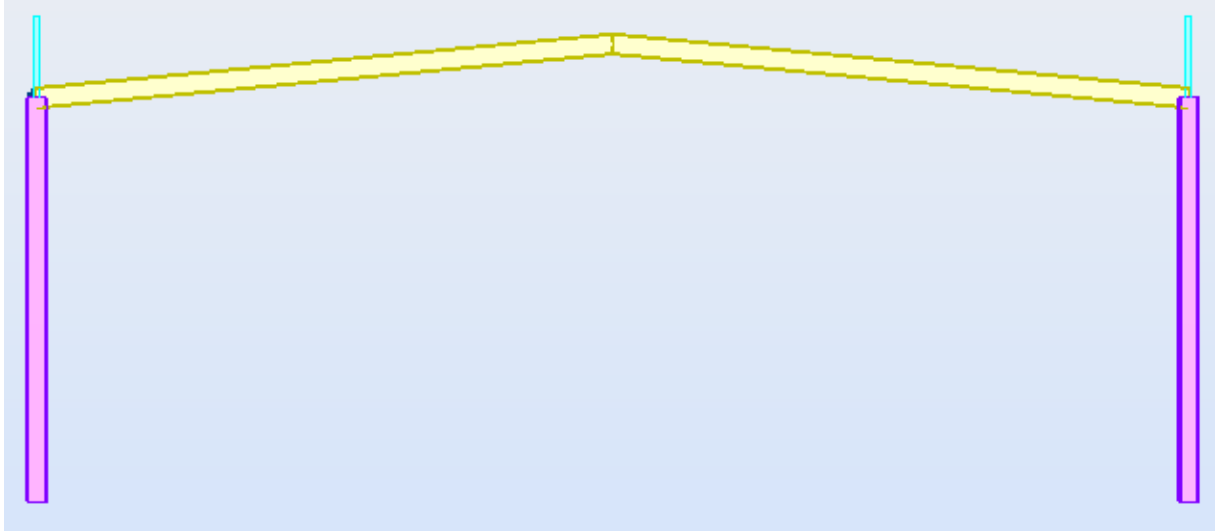
BIBLIOGRAPHIE

- [1] D.T.R-B.C.2.2 : « Charges permanentes et charges d'exploitations »
- [2] D.T.R-B.C.2.48 : « Règles Parasismique Algériennes » (RPA 99/ version 2003).C.G.S.
- [3] D.T.R-C.2.47 : « Règlement neige et vent » (RNV 1999)
- [4] D.T.R-B.C.2.44 : « Règles de conception et de calcul des structures en acier » (CCM97)
- [5]BAEL 91 :béton arme aux états limites
- [6] EUROCODE 3 partie 1-1 : « Calcul des structures en acier- Règles générales et règles pour les bâtiments » publiée par l'AFNOR en septembre 1994
- [7] EUROCODE 4 partie 1-1 : « conception et dimensionnement des structures mixtes acier béton- Règles générales et règles pour les bâtiments » publiée par l'AFNOR en septembre 1994
- [8] Jean Morel : « structure métallique selon Eurocode 03 » Éditions Eyrolles, 1996,
- [9] Calcul des éléments résistants d'une construction métallique (M^r :DAHMANI LAHLOU OPU)
- [10] Internet comme outil essentiel de documentation
- [11]Thèses déjà soutenues par nos camarades

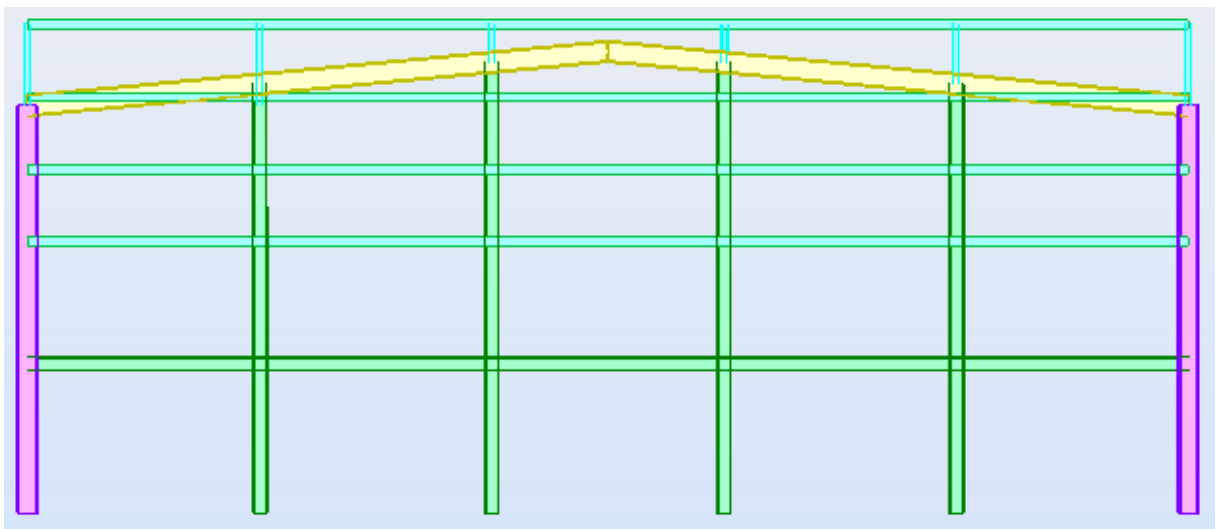
Logiciels

- ROBOT millenium version 20.1
- Auto CAD 2010

ANNEXE

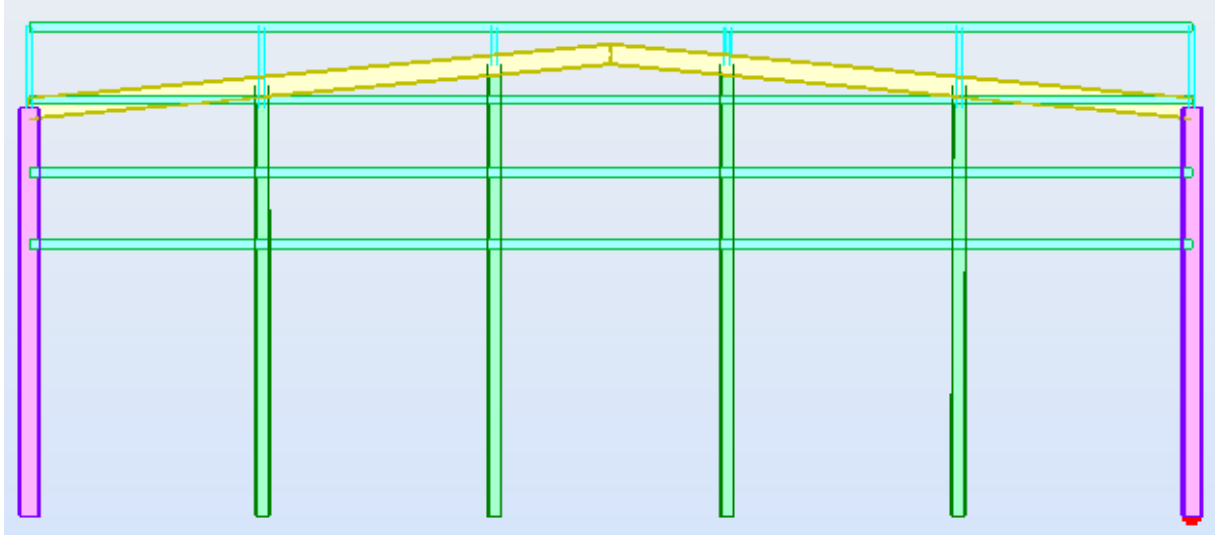


Vue : pignon intermédiaire

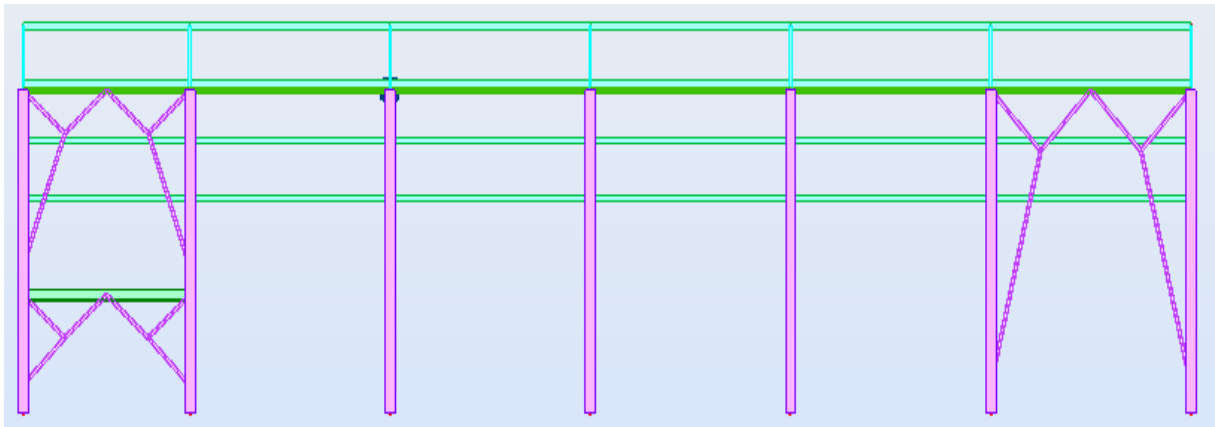


Vue : pignon de rive 1

ANNEXE

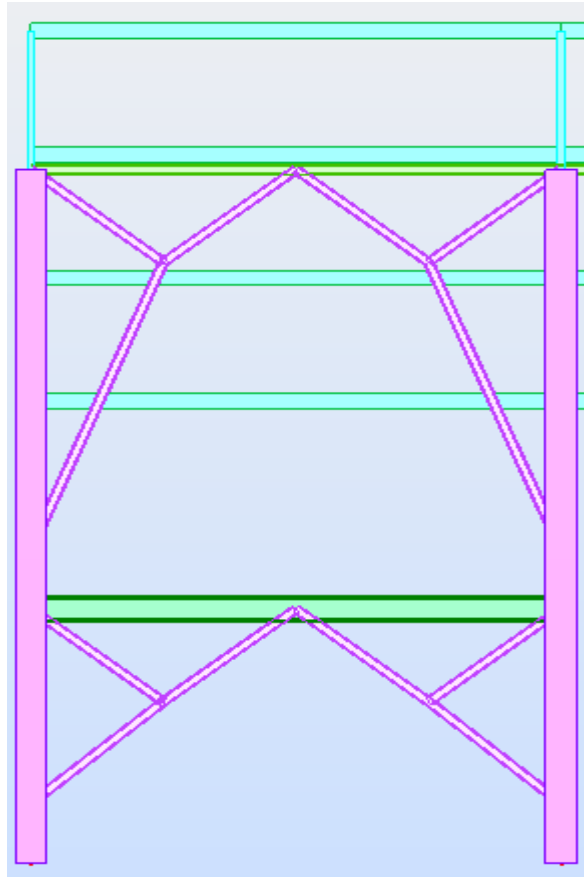


Vue : pignon de rive 2

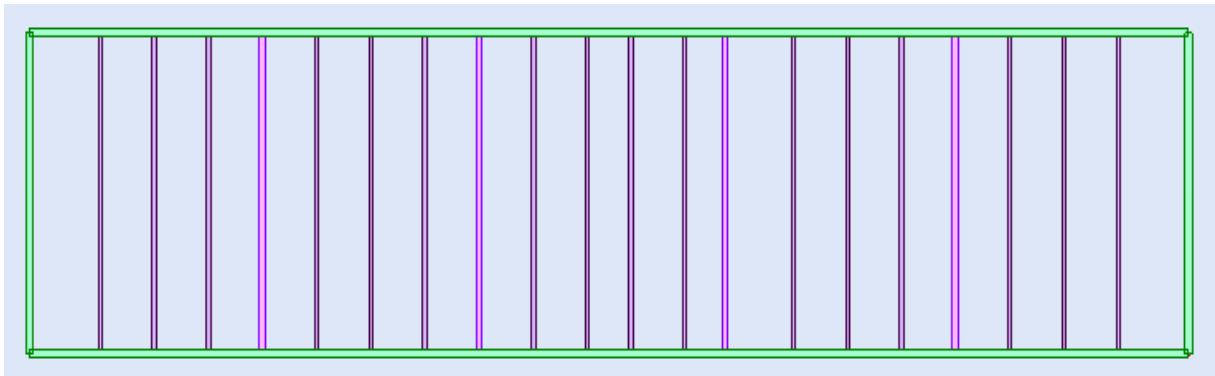


Vue : long-pan

ANNEXE

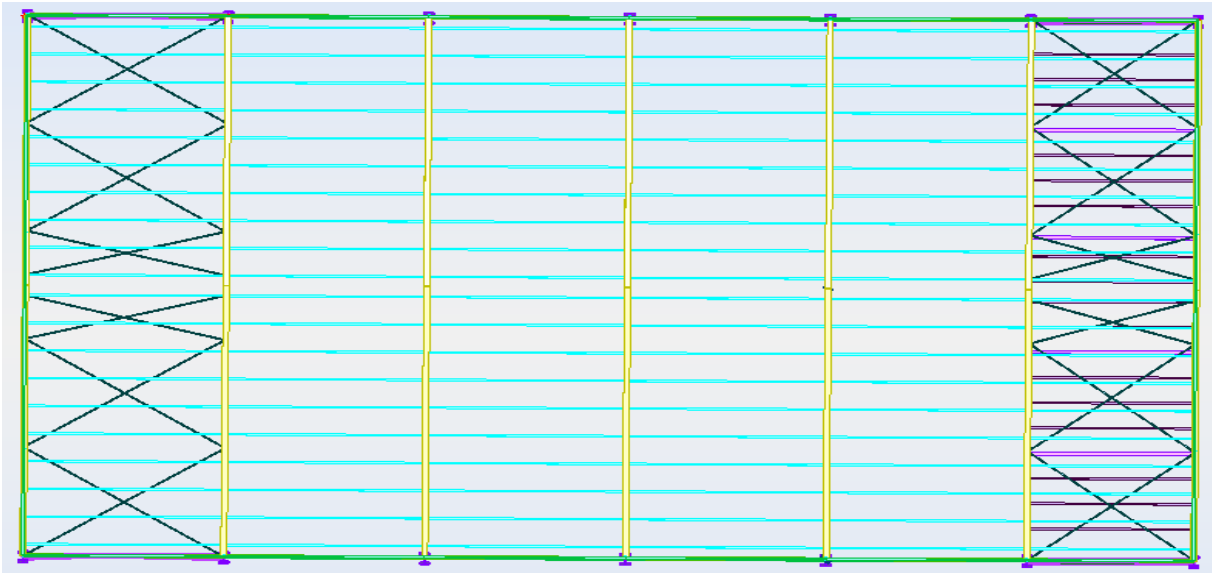


Vue : pallie de stabilité

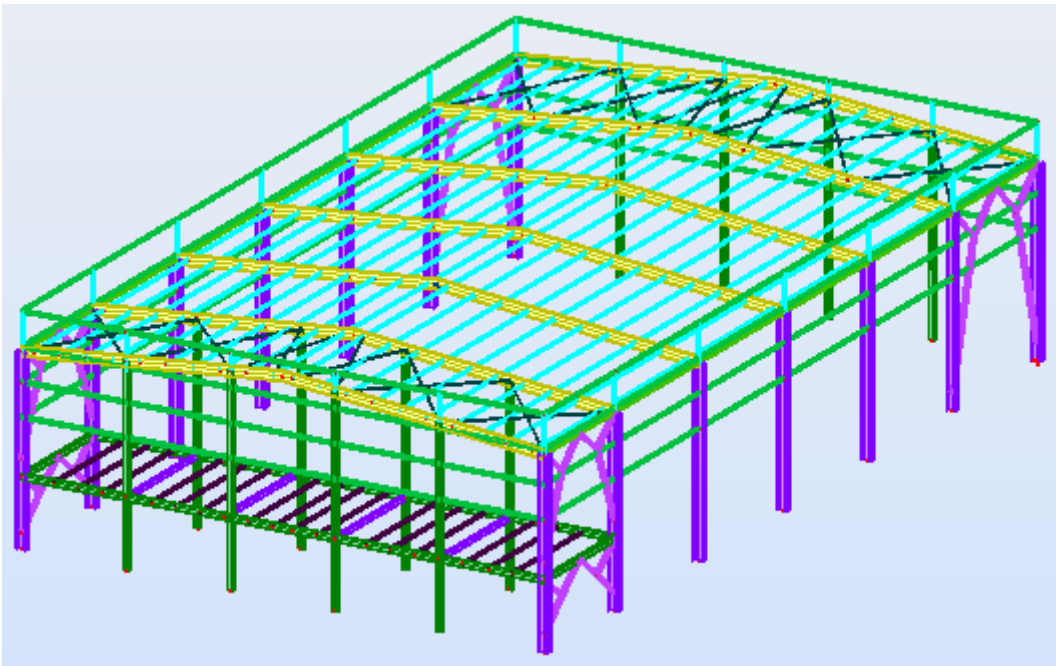


Vue : plancher collaborant

ANNEXE



Vue : en plan de la toiture



Vue : en 3D de la structure