

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

**Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)**

Faculté du Génie de la Construction

**Département de Génie Civil**



## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

*En vue de l'obtention du diplôme de master  
de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*

**Filière : Génie Civil**

**Spécialité : Construction métallique**

### *Thème*

**Etude d'un bâtiment R+4 en construction métallique à usage de bureau**

*Présenté par :*

***M<sup>elle</sup> BAUCHE MASSIVA***

Devant le jury composé de :

Mr DAHMANI L

Professeur à l'UMMTO

Président

Mr ILLOULI S

Maitre de conférences à l'UMMTO

Examinateur

Mr BOUDJEMIA A

Maitre de conférences à l'UMMTO

Encadrant

Promotion : 2024/2025



## **Remerciements**

La réalisation de ce mémoire marque l'aboutissement d'un parcours riche en apprentissages, en défis et en rencontres. A ce titre, je souhaite adresser mes plus sincères remerciements à celles et ceux qui ont contribué à cette aventure de près ou de loin, à sa réalisation.



Je tiens également à remercier, mon encadreur « Mr BOUDJEMIA. A » pour m'avoir accueillie, sa disponibilité et Sa bienveillance tout au long de ce travail et permis de mener à bien ce projet dans des conditions favorables.

Je souhaite également remercier l'ensemble des enseignants du département du génie civil pour les connaissances et les compétences transmises durant ces années d'études.

Je tiens également à remercier les membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce travail.

Un grand merci à mes proches, amis et collègues, pour leur encouragement, leur écoute et leur patience durant les moments plus difficiles.

Enfin, je dédie ce mémoire à ma famille, en particulier à mes parents, pour leur soutien inconditionnel tout au long de mon parcours académique et leur amour constant.





## *Dédicaces*

*Je dédie ce mémoire, fruit travail, de persévérance et de nombreuses émotions,  
à toutes les personnes qui ont compté sur ce chemin.*

*A mes parents, pour leur amour inestimable, leur patience, et leur soutien  
indéfectible à chaque étape de ma vie.*

*A mes tantes maternelles, particulièrement Zohra et Karima, pour leur  
bienveillance, leurs encouragements et leur présence réconfortante.*

*A mes copines Lydia et Roumaïssa, avec qui j'ai partagé des moments de rire,  
de doute et de solidarité tout au long de ce parcours.*

*A mes amis et collègues, et plus  
particulièrement à Moh, Mouloud et  
Mourad, dont le soutien, les mots  
d'encouragement et la solidarité ont  
été d'une aide précieuse dans cette  
aventure et leur présence toujours  
rassurante.*

*A chacun d'entre vous, merci du  
fond du cœur.*



## Table des matières

### ❖ Chapitre I : Généralité sur la construction métallique

I.1	Introduction .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.2	Quelque exemple de structure métallique : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.3	-La conception générale de la structure.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.3.1	. Modélisation .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.3.2	Analyse des charges.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.3.3	Analyse structurelle .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.3.4	Dimensionnement.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.3.5	Détails de conception.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.3.6	Collaboration et intégration dans le projet global .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.3.7	Les efforts appliqués à la structure .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.4	Quelque avantage des structures métallique .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.5	Les avantages de la construction mixte acier-béton.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.6	Conclusion.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

### ❖ Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

II.1	Introduction .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.2	Présentation de l'ouvrage .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.3	Nature de l'ouvrage .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.4	- Caractéristique .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.4.1	Données géométrique de l'ouvrage .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.4.2	Données concernant le site.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.5	-Système constructif du bâtiment.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.5.1	Structure horizontale.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.5.2	Structure verticale .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.5.3	Conception architecturale .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

II.6 Règlement technique utilisés.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.7 - Les éléments de l'ouvrage .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.7.1 Le système structural .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.7.2 Les planchers .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.7.3 Les escaliers .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.7.4 Les façades.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.7.5 Les revêtements .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.8 Les caractéristiques des matériaux .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

### ❖ Chapitre III: Etude climatique appliqué à l'ouvrage

III.1 Introduction .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.2 Etude du vent.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.3 Données relatif du site.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.4 Principe de calcul .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.5 Procédure de calcul .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.5.1 Détermination de la pression statique due au vent..	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.5.2 Pression dynamique de pointe à la hauteur h.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.5.3 Détermination des coefficients de pression extérieures.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.5.4 Détermination du coefficient de pression intérieure $C_i$ .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.6 Etude de neige .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.6.1 Introduction.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.7 Calcul des charges de neige .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.7.1 Charge de neige sur les toitures ou autre surface....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.7.2 Détermination de la charge $S_k$ .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.7.3 Détermination du coefficient de forme des toitures( $\mu$ ) (Toiture plate)..	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

#### ❖ **Chapitre IV : Evaluation des actions**

IV.1 Introduction .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.2 Charges permanentes.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.3 Plancher terrasse inaccessible .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.4 Plancher étage courant .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.5 Murs extérieurs.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.6 Murs intérieur.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.7 L'acrotère .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.8 Les escaliers .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Volée.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Palier .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.9 Charge variables .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.10 Surcharges d'exploitations .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.10.1 Surcharges climatiques .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.10.2 Effet de la température.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

#### ❖ **Chapitre V : Pré-dimensionnement des éléments**

V.1 Introduction .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2 Les règles empiriques de pré-dimensionnement .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3 Pré-dimensionnement des solives .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.1 Définition des solives .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.2 Pré dimensionnement des solives plancher terrasse ...	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.2.1 Phase de construction.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.2.2 Phase d'exploitation.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.3 Pré dimensionnement des solives plancher étage courant .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

V.3.3.1 Phase de construction.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.3.2 Phase d'exploitation.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.4 Pré-dimensionnement des poutres porteuses (poutre principale) ..	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.4.1 Introduction : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.4.2 Poutre principale plancher terrasse .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.4.3 Vérification à la flèche .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.4.4 Vérification au cisaillement .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.4.5 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.5 Poutre principale plancher étage courant .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.5.1 Chargement.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.5.2 Vérification à la flèche .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.5.3 Vérification au cisaillement .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.5.4 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.6 Pré-dimensionnement des poutres secondaire .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.7 Pré-dimensionnement du poteau .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.7.1 Introduction.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.7.2 Vérification du poteau.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.7.3 Calcul des élancements moyens $\lambda_y$ et $\lambda_z$ .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.7.4 Calcul de l'élancement réduit $\lambda$ .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.7.5 Vérification du risque de flambement .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.4 Conclusion .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## ❖ Chapitre VI : Etude du plancher mixte

VI.1 Introduction .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.2 Les avantages d'un plancher collaborant .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

VI.3 Dimensionnement .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.4 Etude de plancher mixte à dalle collaborant .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.5 Etude des solives .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.5.1 Plancher étage courant .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.5.1.1 Vérification au Stade de montage (avant la prise du béton).....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.5.1.2 Évaluation des charges .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.5.1.3 Vérification à la résistance .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.5.1.4 Vérification à l'effort tranchant .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.5.1.5 Vérification au moment fléchissant .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.5.1.6 Vérification de la résistance à L'ELS .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.5.1.7 Vérification au déversement .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.5.2 Vérification au Stade final .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.5.2.1 Evaluation des charges .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.5.2.2 Caractéristique du plancher mixtes .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.5.2.3 Vérification à L'ELU .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.5.2.4 Vérification de la résistance à L'ELS .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.5.3 Plancher terrasse .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.5.3.1 Evaluation des charges : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.5.3.2 Vérification à L'ELU .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.5.4 Phase d'exploitation.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.5.4.1 Vérification la flèche .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.5.4.2 Vérification au cisaillement .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.5.4.3 Vérification de résistance (effort tranchant) .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.5.4.4 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.6 Calcul de la connexion Acier-béton .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.7 Etude des poutres principales .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

VI.7.1 Vérification au stade de montage (Avant la prise du béton) ..**Erreur ! Signet non défini.**

VI.7.1.1 Calcul de la réaction des poutres principale sur les solives **Erreur ! Signet non défini.**

VI.7.1.2 Vérification à L'ELU ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.7.2 Vérification au stade final ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.7.2.1 Calcul de la réaction des poutres principale sur les solives **Erreur ! Signet non défini.**

VI.7.2.2 Caractéristique de la poutre mixte : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.7.2.3 Vérification de la résistance à L'ELU ..... **Erreur ! Signet non défini.**

- **Chapitre VII : Etude des éléments secondaires**

VII.1 Introduction ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VII.2 Etude des escaliers ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VII.3 Pré-dimensionnement des marches ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VII.3.1 Choix de dimensions : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VII.3.2 Vérification la formule de BLONDEL ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VII.4 Caractéristique géométrique de notre cage d'escalier . **Erreur ! Signet non défini.**

VII.5 Dimensionnement des éléments porteurs ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VII.5.1 Dimensionnement de la cornière (support de marche)..... **Erreur ! Signet non défini.**

VII.5.2 Détermination de la section de la cornière ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VII.5.2.1 Evaluation des charges ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VII.5.3 Pré dimensionnement des supports de marches ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VII.5.3.1 Condition de flèche ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VII.5.3.2 Les combinaisons de charges ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VII.5.3.3 Vérification à la flèche ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VII.5.3.4 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) .... **Erreur ! Signet non défini.**

VII.5.3.5 Vérification du moment fléchissant (résistance) ...	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.5.4 Dimensionnement des limons .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.5.4.1 Volée .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.5.4.1.1 Evaluation des charges .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.5.4.2 Palier .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
-Calcul de la charge équivalente .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
a) Vérification de l'effort tranchant (cisaillement).....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
b) Vérification du moment fléchissant (résistance) .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.5.5 Dimensionnement de la poutre palière des limons ...	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.5.5.1 Evaluation de charges .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.5.6 Etude de l'acrotère .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.5.6.1 Introduction .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.5.6.2 Les différentes sollicitations.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.5.6.3 Calcul a l'ELU .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.5.6.4 ELS.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## ❖ **Chapitre VIII : Etude sismique du bâtiment**

VIII.1 Introduction .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.2 Le séisme .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.3 Analyse de la structure .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.3.1 Type d'analyse.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.3.2 Choix de la méthode de calcul.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.4 Méthode statique équivalente.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Principe.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.4.1 Condition d'application .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.4.2 Classification des zones sismiques .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.5 Calcul sismique .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

VIII.5.1 Calcul de la force sismique.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.5.2 Détermination du coefficient d'accélération de zone A .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.5.3 Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen D	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.5.4 Détermination du coefficient de comportement global de la structure	
R : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.5.5 Détermination du facteur de qualité Q : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.5.6 Poids totale de la structure W : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.5.7 Evaluation des charges : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.5.8 La force sismique totale : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.5.9 Distribution des forces sismiques : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## ❖ Chapitre IX : Etude des contreventements

IX.1 Introduction.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.2 Dimensionnement des diagonales en « V inversé ».....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Dans le Sens transversale .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.2.1.1 Calcul de la palée de stabilité .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.2.1.2 Calcul des angles des diagonales .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.2.1.3 Longueur des diagonales .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.2.1.4 Vérification des palées « V inversé » UPN100 ...	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.2.1.4.1 Vérification sous l'effort de traction.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.2.1.4.2 Vérification à la compression .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.2.1.4.3 Vérification au flambement .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.2.1.5 Conclusion .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Dans la sen longitudinale.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.2.1.6 Calcul de la palée de stabilité .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

IX.2.1.7 Calcul des angles des diagonales .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.2.1.8 Longueur des diagonales .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.2.1.9 Vérification des palées « V inversé »cornière L50× 50 × 5 .	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.2.1.9.1 Vérification sous l'effort de traction .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.2.1.9.2 Vérification à la compression .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.2.1.9.3 Vérification au flambement .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Conclusion .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

❖ **Chapitre X : Vérification des éléments structuraux**

❖ <b>Chapitre XI: Vérification des assemblages à l'aide de Robot .....</b>	<b>9</b>
--	----------

❖ **Chapitre XI: Vérification des assemblages à l'aide de Robot**

❖ <b>Chapitre XI: Vérification des assemblages à l'aide de Robot</b>	<b>9</b>
--	----------

❖ **Chapitre XII : Calcul des fondations**

❖ <b>Chapitre XI: Vérification des assemblages à l'aide de Robot .....</b>	<b>9</b>
--	----------



## Table de matière des figures

Figure I-1 : Sydney, Australia .....	2
Figure I-2 : Aéroport d'Alger Houari Boumediène .....	3
Figure I-3 : Tour Eiffel (France) .....	3
Figure I-4 : Bâtiment administratif.....	4
Figure II.1 : Les escaliers .....	11
Figure II.2 : Vue en perspective de la construction.....	12
Figure II.3 : Terminologie d'un escalier .....	14
Figure II.4 : -Principe de façade étanche(Gauche).....	15
Figure II.5 : façade légère.....	16
Figure III.1 : La hauteur de référence $Z_e$ et profil correspondant de la pression dynamique..	19
Figure III.2 : Légende pour la paroi verticale .....	23
Figure III.3 : Direction du vent $V_1$ .....	24
Figure III.4 : Valeurs des coefficients de pressions extérieures $C_e$ sur les parois verticales ...	24
Figure III.5 : Légende pour les toitures plates .....	25
Figure III.6 : Direction du vent $V_2$ .....	29
Figure III.7 : Valeurs des coefficients de pressions extérieures $C_e$ sur les parois verticales...	30
Figure IV.1: plancher terrasse .....	36
Figure VI.1 : Plancher mixte de dalle collaborant .....	62
Figure VI.2 : Eléments constructifs plancher mixte .....	63
Figure VI.3 : La largeur participante de la dalle en béton .....	68
Figure VI.4 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre .....	70
Figure VI.5 : Types de connecteurs utilisés dans les poutres mixtes.....	77
Figure VI.6 : Goujons d'ancrage M16 x 90 mm .....	78
Figure VI.7 : Goujons d'ancrage acier-béton .....	78
Figure VII.1 : Vue en plan d'escalier.....	85
Figure IX.1: contreventement sens transversale pour le séisme en « V inversé »..	122
Figure IX.2: contreventement sens longitudinale des efforts au séisme en « V inversé ».....	127
contreventement sens longitudinale des efforts au vent en « V inversé ».....	128
Figure X.1 : Vue en élévation en 2D de la structure dans le plan XZ.....	131

Figure X.2: Vue en plan du plancher terrasse .....	131
Figure X.3 : Vue en plan du l'étage courant .....	132
Figure X.4 : Vue en élévation de la face pignon YZ.....	132
Figure X.5 : Vue en YZ.....	133
Figure XI.1 : schéma d'assemblage pied de poteau .....	171
Figure XI.2 : Assemblage pied de poteau .....	171
Figure XI.3 : Schéma d'assemblage solive-poutre.....	180
Figure XI.4 : Assemblage solive-poutre .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure XI.5 : Schéma d'assemblage poteau-poutre principale .....	194
Figure XI.6 : Assemblage poteau-poutre principale .....	195
Figure XI.7 : Schéma d'assemblage Poteau-poutre secondaire .....	204
Figure XI.8 : Assemblage poteau- poutre secondaire .....	205
Figure XI.9 : Schéma d'assemblage de contreventement transversale .....	213
Figure XI.10 : Assemblage de contreventement transversale .....	221
Figure XI.11 : Schéma d'assemblage de contreventement longitudinale .....	221
Figure XI.12 : Assemblage de contreventement longitudinale .....	225
Figure XII.2 : Semelle isolée.....	227
Figure XII.3 : Poteau encastré.....	236
Figure XII.4 : Ferrailage des longrines et leurs dimension .....	238

## Table de matière des tableaux

Tableau III.1 : présente un résumé des étapes de calcul des actions du vent .....	20
Tableau III.2 : coefficients de pressions extérieures pour parois verticales .....	22
Tableau III.3 : coefficients de pressions extérieures pour les toitures plates .....	23
Tableau III.4 : valeur de la pression statique du vent <b>Ph</b> sur les parois verticales V1 .....	26
Tableau III.5 : valeur de la pression statique du vent <b>Ph</b> sur la toiture V1.....	27
Tableau III.6: force extérieure sur le bâtiment V1 .....	28
Tableau III.7 : valeur de la pression statique du vent <b>Ph</b> sur les parois verticales V2 .....	31
Tableau III.8 : valeur de la pression statique du vent <b>Ph</b> sur la toiture V2.....	31
Tableau III.9 : forces extérieure sur le batiment V2.....	32
Tableau III.10 : les valeurs de coefficient $\mu_1$ .....	34
Tableau IV.1: charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.....	35
Tableau IV.2 : Charge permanente d'un plancher d'étage courant.....	36
Tableau IV.3 : charges permanentes des murs extérieure (h=3,435).....	37
Tableau V. 1 : Règles empiriques selon le traité de Génie Civil.....	40
Tableau V.2 : Valeurs limites recommandées pour les flèches verticales.....	42
Tableau V.3 : Caractéristique du profilé IPE 160 pour les solives plancher terrasse.....	43
Tableau V.4 : Caractéristique du profilé IPE 160 pour les solives plancher étage courant.....	48
Tableau V.5 : Caractéristique du profilé IPE 330 pour les poutres principales plancher terrasse.....	53
Tableau V.6 : Caractéristique du profilé IPE 300 pour les poutres principales plancher étage courant	55
Tableau V.7 : Caractéristique du profilé HEA260 pour les poteaux .....	57
Tableau V.8 : les charges pour les différents plancher. ....	59
Tableau V.9 : Récapitulatif des éléments trouver à partir du pré-dimensionnement.....	61
Tableau VI.1: Avantage et inconvénient .....	63
Tableau VI.2 : Dimensionnement du bac d'acier. ....	64
Tableau VI.3 : évaluation des charges au stade de montage.....	65
Tableau VI.4 : évaluation des charges au stade final. ....	67
Tableau VI.5 : évaluation des charges du plancher terrasse .....	72
Tableau VI.6 : la réaction des poutres principale sur les solives au stade de montage. ....	81
Tableau VI.7 : la réaction des poutres principale sur les solives au stade de final.....	83
Tableau VII.1 : caractéristiques du cornier a ail égale de L50 × 50 × 5 .....	88
Tableau VII.2: Dimensions et caractéristiques de l'UPN 200 .....	93
Tableau VII.3 : Dimensions et caractéristiques de IPE 160.....	95
Tableau VIII.1: valeurs des périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.....	107

Tableau VIII.2: valeurs du facteur de correction d'amortissement.....	108
Tableau VIII.3: valeur du coefficient $C_t$ .....	109
Tableau VIII.4: valeurs du coefficient de comportement pour les portiques en acier.....	110
Tableau VIII.5: valeurs du facteur de qualité $Q$ .....	110
Tableau VIII.6: Charges permanentes $W_{GI}$ de toute la structure .....	112
Tableau VIII.7: Charges d'exploitation $W_{QI}$ de toute la structure .....	113
Tableau VIII.8: La force sismique totale .....	114
Tableau VIII.9: la répartition de l'effort sismique sens longitudinal .....	114
Tableau VIII.10: la répartition de l'effort sismique sens transversal .....	115
Tableau IX.1: Les efforts des barres 17,19,21,23,25 de séisme sens transversale.....	120
Tableau IX.2: contreventement sens transversale pour le vent séisme en « V inversé » .....	121
Tableau IX.3: Les efforts des barres 21,22,23,24,25 du vent dans la sen transversale .....	125
Tableau IX.4: Les forces des barres 25,23,21,19,17 de séisme sens longitudinale.....	126
Tableau IX.5 : Les forces des barres 21,22,23,24 ,25 du vent dans la sen longitudinale.....	126



## I.1 Introduction

Concevoir et construire sont deux phases fondamentales et complémentaires de l'acte de bâtir, impliquant la collaboration étroite entre maîtres d'œuvre, architectes, ingénieurs et entreprises. La conception correspond à la phase créative où le projet est imaginé, formalisé et affiné en tenant compte des contraintes techniques, économiques et environnementales. Elle vise à définir les objectifs, les caractéristiques architecturales et techniques du projet, tout en respectant les règles de l'art et les besoins des usagers. La construction, quant à elle, est la mise

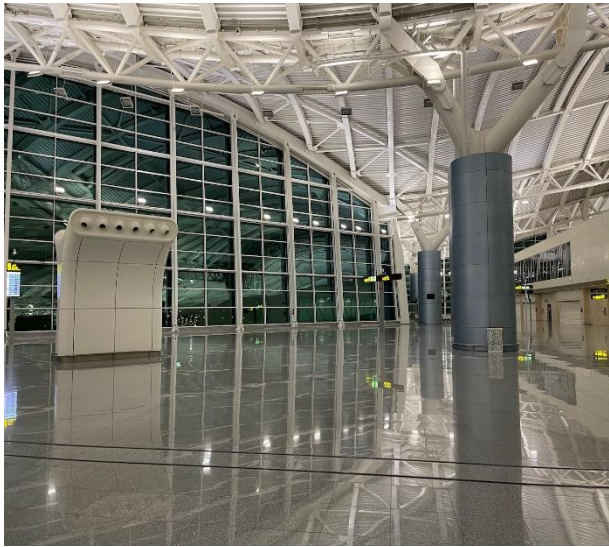


en œuvre concrète du projet conçu, nécessitant rigueur, précision et coordination pour assurer la stabilité, la sécurité et la qualité de l'ouvrage. Ensemble, ces étapes permettent de *réaliser des bâtiments durables*, fonctionnels et esthétiques, en intégrant les spécificités des matériaux utilisés, comme l'acier, qui offre liberté de création et maîtrise technique.

Construire avec de l'acier relève de la filière composite. C'est un matériau dont la préparation et la mise en forme se fait en grande partie en atelier et dont les éléments arrivent sur le chantier prêts à être montés et associés à d'autres matériaux.

*Figure I.1 : Sydney Australia*

## I.2 Quelques exemples de structure métallique



*Figure I.2 : Aéroport d'Alger houari Boumediène*



*Figure I.3 : Tour Eiffel (France)*



*Figure I.4 : Bâtiment administratif*

### **I.3 -La conception générale de la structure**

La conception générale d'une structure suit un processus méthodique en plusieurs étapes essentielle visant à garantir la stabilité, la résistance et la fonctionnalité de l'ouvrage face aux charges qu'il subira pendant sa durée de vie. Voici les grandes phases de cette conception :

-Etapes générales de la conception de la structure :

#### **I.3.1 . Modélisation**

Cette première étape consiste à extraire du modèle architectural le squelette mécanique de la structure, c'est-à-dire les éléments porteurs comme les fondations, colonnes, poutres, cadres, dalles, murs de cisaillement, etc. Le modèle architectural est simplifié pour ne garder que la structure porteuse qui transfère les charges au sol. Cette schématisation est cruciale car elle sert de base à toute l'analyse structurelle.

#### **I.3.2 Analyse des charges**

On identifie et quantifie toutes les charges que la structure devra supporter, qu'elles soient permanentes (poids propre, équipements à ou variables (vent, neige, utilisation). Cette étape est indispensable pour dimensionner correctement la structure.

**I.3.3 Analyse structurelle**

A partir du modèle et des charges, on réalise des calculs pour vérifier la stabilité, la résistance et la rigidité de la structure. L'objectif est de s'assurer qu'elle ne subira pas de défaillance ou de déformation excessive sous les sollicitations prévues.

**I.3.4 Dimensionnement**

Sur la base des résultats de l'analyse, on définit les dimensions précises des éléments structuraux (poutres, colonnes, dalles, etc.) en conformité avec les normes et codes de conception locaux. Ce dimensionnement est itératif : si les exigences ne sont pas respectées, les dimensions sont ajustées et les calculs refaits. On veille aussi à optimiser le design pour un coût économique tout en garantissant la sécurité.

**I.3.5 Détails de conception**

Enfin, on précise les détails constructifs, notamment les matériaux à utiliser et les armatures nécessaires pour les éléments en béton. Ces détails sont essentiels pour la réalisation pratique et la durabilité de la structure

**I.3.6 Collaboration et intégration dans le projet global**

La conception structurelle est réalisée en étroite collaboration avec les autres acteurs du projet (architectes, maîtres d'œuvre, bureaux d'études techniques) dès les premières phases (avant-projet sommaire, avant-projet définitif).

Cette coordination permet d'intégrer toutes les contraintes du projet et d'éviter les mauvaises surprises lors de l'exécution.

En résumé, la conception générale de la structure est un processus multidisciplinaire et itératif qui commence par la modélisation de la structure porteuse, suivi de l'analyse des charges et de la structure, puis de dimensionnement précis des éléments, et tout en respectant les normes et en assurant la collaboration entre tous les intervenants du projet.

**I.3.7 Les efforts appliqués à la structure**

Les structures en acier qui assurent la stabilité d'un bâtiment reprennent des charges liées à trois composantes d'un bâtiment :

- Sa composition : les charges permanentes ;
- Sa localisation : les surcharges climatiques et sismiques éventuelles ;
- Son type d'utilisation : les charges d'exploitation.

Il existe une grande diversité de règles et de normes relatives aux actions exercées sur les structures de bâtiment L'Euro code 1 réglemente les actions qui sont appliquées aux structures.

#### **I.4 Quelques avantages des structures métalliques**

- **Excellente résistance et légèreté** : L'acier offre un très bon rapport résistance/poids, permettant des structures plus légères tout en supportant des charges importantes sans déformation.
- **Rapidité de montage** : Les éléments sont souvent préfabriqués en usine avec une grande précision, ce qui réduit considérablement le temps de construction sur site et les coûts de main-d'œuvre.
- **Flexibilité et évolutivité** : Les structures métalliques facilitent les modifications, extensions, rénovations ou changements d'usage grâce à leur conception modulaire et à l'absence de murs porteurs rigides.
- **Durabilité et faible entretien** : L'acier est robuste face aux intempéries, aux insectes et aux séismes, avec une durée de vie longue et des besoins d'entretien réduits.
- **Respect de l'environnement** : L'acier est recyclable à 100%, ce qui limite les déchets et permet une déconstruction propre et valorisable, contribuant à une construction plus écologique.
- **Liberté architecturale** : Grâce à la possibilité de grandes portées sans poteaux intermédiaires, les structures métalliques offrent une grande liberté dans la conception des espaces intérieurs.

Ces avantages expliquent pourquoi la construction métallique est privilégiée dans de nombreux secteurs, notamment industriel, commercial et résidentiel

#### **I.5 Les avantages de la construction mixte acier-béton**

La construction mixte présente plusieurs avantages majeurs, tant sur le plan économique, environnemental que technique :

- **Optimisation des matériaux**

Chaque matériau est utilisé selon ses qualités spécifiques, par exemple le béton en compression et l'acier en traction, ce qui permet d'optimiser la résistance et la durabilité de la structure tout en réduisant les dimensions des éléments porteurs.

- **Rapidité et flexibilité de construction**

Les structures mixtes sont souvent plus rapides à monter grâce à la préfabrication et à la légèreté relative de certains matériaux, ce qui réduit les coûts de main-d'œuvre et les délais de chantier. Elles offrent aussi une grande flexibilité architecturale, permettant de créer de grands espaces modulables et adaptables aux besoins futurs.

- **Avantages économiques**

La construction mixte peut réduire les coûts globaux en utilisant des matériaux moins coûteux pour les parties non structurelles, tout en augmentant la valeur immobilière grâce à une meilleure performance énergétique et un confort accru pour les occupants.

- **Durabilité et longévité**

L'association de matériaux résistants comme l'acier et le béton avec des matériaux renouvelables comme le bois permet d'obtenir des bâtiments durables, capables de résister aux agressions antérieures tout en limitant l'impact environnemental.

Ainsi, la construction mixte combine les atouts de chaque matériau pour concevoir des bâtiments performants, économiques et écologiques.

## **I.6 Conclusion**

La construction métallique est populaire pour les bâtiments et les ponts à causes des aspects suivants :

- ✓ Sécurité et économie.
- ✓ Architecture.
- ✓ Fonctionnalité.
- ✓ Equipements et utilisation flexible du bâtiment.
- ✓ Facilité et rapidité de montage et assemblage.

Cependant, l'utilisation de la construction mixte devrait se renforcer pour prendre une place importante à côté de la construction métallique traditionnelle à l'aide de Eurocodes, des documents d'application nationale comme supports additionnels.





## **II.1 Introduction**

Le but de ce chapitre est de présenter le projet de fin d'étude et ces constituants ; ainsi les matériaux et les règlements utilisés pour la réalisation de cette étude.

## **II.2 Présentation de l'ouvrage**

Afin de mettre en pratique toutes les connaissances acquises durant notre cursus nous avons choisi d'étudier et de calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+4) en charpente métallique à usage de bureaux.

Ce projet est implanté à AZAZGA wilaya de TIZI - OUZOU qui est une ville située à 550m d'altitude, classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 /version 2023) comme étant une zone de sismicité moyenne (zone I)

L'ossature est formée d'une structure d'éléments métalliques ((poteaux - poutres) reliés par des planchers à poutres mixtes (dalle collaborant béton – acier).

## **II.3 Nature de l'ouvrage**

L'ouvrage est un bâtiment R+4 comportant

- Un RDC
- Quatre étages courant
- Cage d'escaliers
- Terrasse inaccessible

## **II.4 - Caractéristique**

### **II.4.1 Données géométrique de l'ouvrage**

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont :

- Longueur totale du bâtiment ..... **L=23m**
- Largeur totale du bâtiment ..... **l=10,1m**
- Hauteur totale du bâtiment ..... **H=17,55m**
- Hauteur de RDC ..... **h=3,265m**
- Hauteur d'étage courant 1<sup>ère</sup> étage ..... **h=3,4m**
- Hauteur de 2<sup>ème</sup> étage..... **h=3,4m**
- Hauteur de 3<sup>ème</sup> étage..... **h=3,4m**
- Hauteur de 4<sup>ème</sup> étage..... **h=3,435m**

- Hauteur de l'acrotère..... **H=0,65m**

## **II.4.2 Données concernant le site**

Ce bâtiment est implanté dans AZAZGA dont :

- Altitude : 550m
- Zone de neige : A
- Zone du vent : I
- Catégorie de terrain : III
- Site plan

## **II.5 -Système constructif du bâtiment**

### **II.5.1 Structure horizontale**

La structure horizontale est constituée par la poutraison (poutres principales et poutres secondaires) solidarisée avec une dalle de béton. On distingue un plancher courant et un plancher terrasse.

### **II.5.2 Structure verticale**

#### **a) La stabilité :**

Les structures verticales de contreventement ont pour but de transférer aux fondations les forces horizontales, alors que le contreventement horizontal a pour but de rigidifier les surfaces horizontales (planchers) qui doivent transmettre les forces dues au vent et au séisme, agissant sur les façades aux points fixes verticaux, donc :

- **Contreventement vertical :**

- Dans le sens transversal la stabilité du bâtiment est assurée par portique ductile renforcée un contreventement
- Dans le sens longitudinal la stabilité est assurée par palées triangulées en < V inversé >.

- **Contreventement horizontal :** Assuré par les planchers mixtes

#### **b) Assemblages**

Les différents éléments structuraux sont reliés les uns aux autres à l'aide d'assemblages principalement avec des boulons et aussi à l'aide de la soudure de façon secondaire.

On distingue donc :

- Des boulons de haute résistance H.R

- Des boulons ordinaires
- Et la soudure.

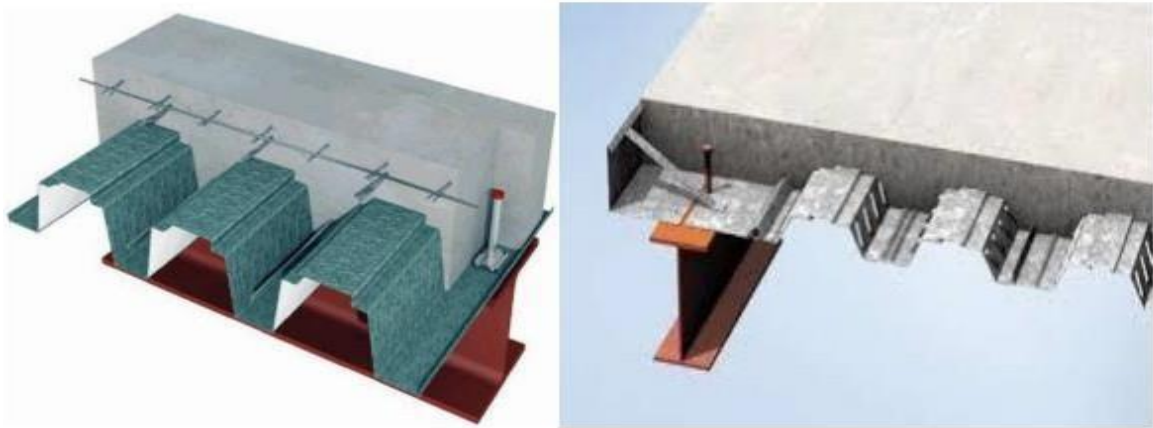
**c) Système de contreventement**

Le contreventement du bâtiment est assuré par des portiques auto stables ductiles avec palées de stabilité suivant l'axe transversal et par des palées de forme (V) et (X) suivant l'axe longitudinal.

**d) Planchers**

La structure comporte deux types de plancher, et qui sont :

- R.D.C (rez-de-chaussée) en dalle pleine
- Étage courant ; plancher mixte acier-béton



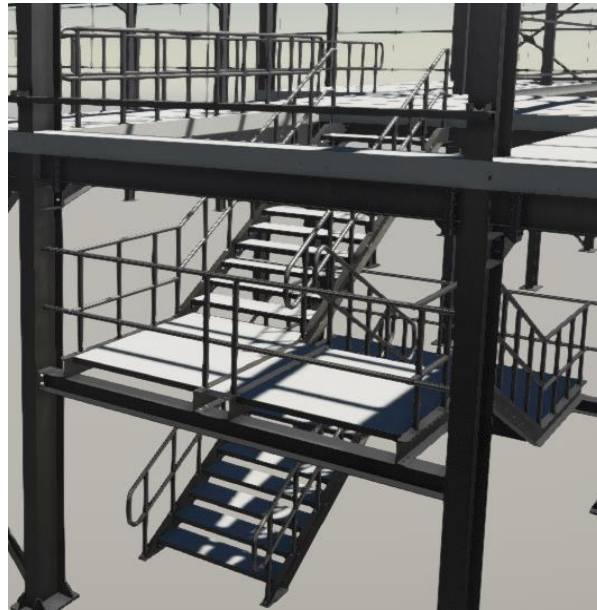
*Figure II.5.2 plancher mixte acier-béton.*

**e) Les Escaliers**

Un escalier est un élément de circulation verticale composé d'une série de marches.

Il peut être de différentes formes : droit, demi-tournant, 1/4 tournant... avec ou sans palier intermédiaire. Il existe avec ou sans contremarche.

Dans notre structure l'escalier est constitué par une série de marches et contremarches (volée) et d'un permettant de relier les étages de la construction.



*Figure II.5.2. Les escaliers*

**f) Maçonnerie**

La maçonnerie est réalisée en :

- Les murs extérieurs du bâtiment sont réalisés en double paroi avec brique creuses d'épaisseur 10 à 15cm, qui seront séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont réalisés en BA13.

**g) L'acrotère**

C'est un élément en béton armé dont la hauteur de : 60cm

**h) Fondations profondes**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier. Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

**i) Charge et Surcharge**

Les actions appliquées à l'ouvrage sont :

- Actions permanentes dues au poids propre.
- Actions variables dues aux charges climatiques et surcharges d'exploitation.
- Actions accidentelles dues au séisme.

**j) Logiciel utilisé**

-ROBOT BAT (pour le calcul des rigidités des palées de stabilité et l'étude sous charges verticales et horizontales).

**II.5.3 Conception architecturale**

Notre bâtiment est composé d'un RDC et 4 étages à usage bureautique.

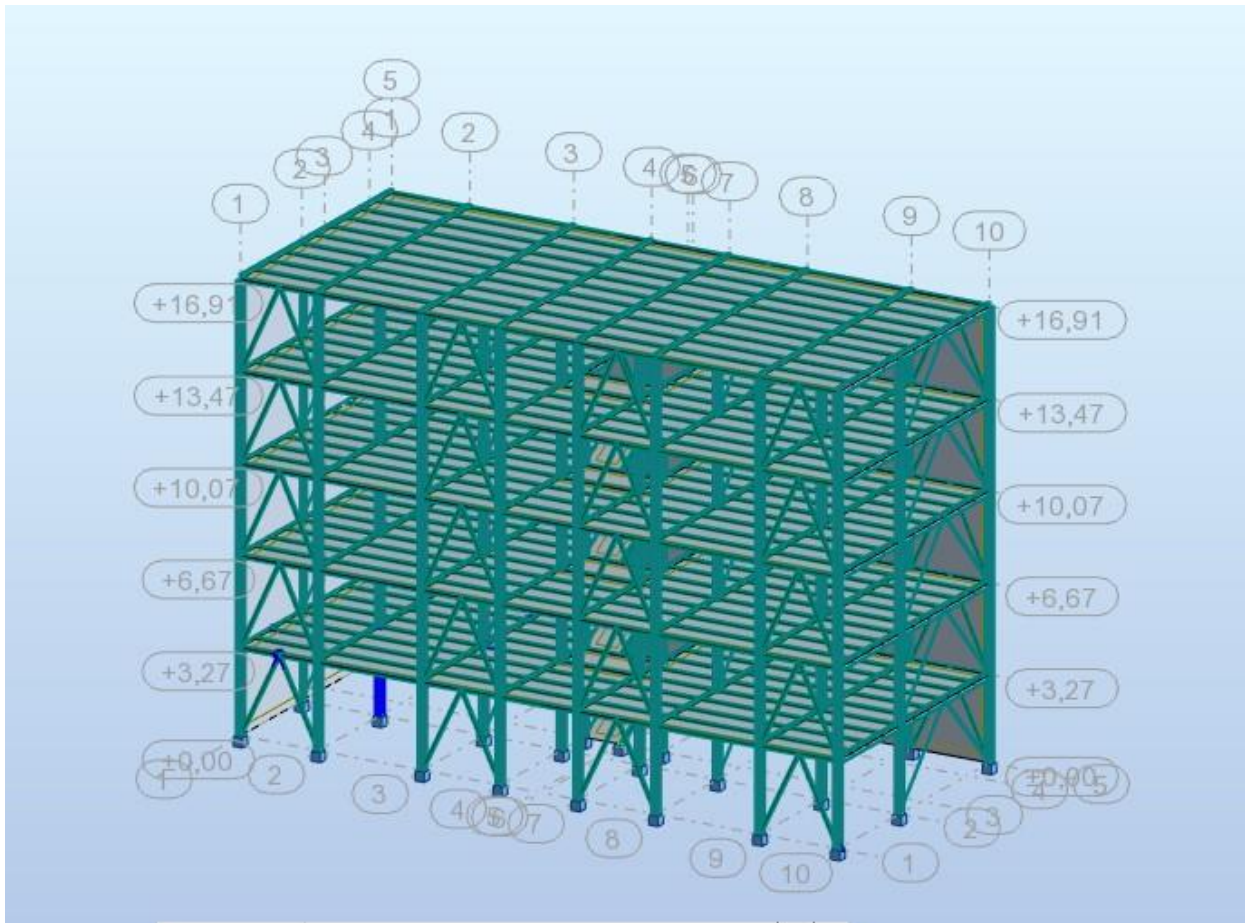


Figure II.5.3 : Vue en perspective de la construction

**II.6 Règlement technique utilisés**

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- **DTR.BC.2.2** : Pour les charges permanentes et charges d'exploitations.
- **CCM97** : Règles de conception des structures en aciers.
- **(RPA 99\_ version 2003)** : Règles Parasismique ALGERIENNE version 2003.
- **RNV 2013** : Règlement Neige et vent pour les actions climatiques.
- **(BAEL918modifié 99)** : calcul des structures en béton aux états limites.

- **EUROCODE 3** : (calcul des structures métalliques). Partie 1-1
- **EUROCODE 4** : (calcul des structures mixtes).

## **II.7 - Les éléments de l'ouvrage**

### **II.7.1 Le système structural**

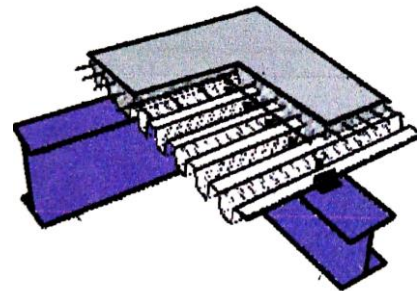
La stabilité de la structure est assurée par des palées de stabilité en « V inversé » dans le sens longitudinal.

### **II.7.2 Les planchers**

Les planchers ont pour rôle structural de transmettre les charges et surcharges de fonctionnement du bâtiment et peuvent assurer le contreventement horizontal.

- **Plancher courant** : Pour notre bâtiment, on choisit des planchers mixtes, à dalle collaborant dont la composition est illustrée sur la( fig ..) , la dalle collaborant est liée à la structure porteuse par des connecteurs ce qui permet d'obtenir la résistance nécessaire sans trop compromettre l'aspect économique .

- 1.Connecteur soudé
2. Béton coulé en place.
- 3.Treillis d'armature.
- 4.Solives
- 5.Toile profilée en acier galvanisé ou pré laqué.
- 6.Poutre.



- **Plancher terrasse**

IL est identique aux planchers courants sauf pour la partie supérieure qui comprend des couches supplémentaires (étanchéité, gravillon ...) et une pente très faible 1% pour l'écoulement des eaux pluviales.

Le résultat est une économie de béton et d'acier donc, plus globalement de poids. La rapidité de montage est supérieure à celle des systèmes traditionnels. Les planchers collaborant sont très performants pour la flexibilité et le potentiel d'évolution u bâtiment.

### **II.7.3 Les escaliers**

IL existe plusieurs types d'escalier (escalier droit, escalier balancé, escalier circulaire ...). Le choix du type d'escalier dépend de plusieurs paramètres (hauteur à franchir, espace disponible

...). Le présent bâtiment comporte deux escaliers droits à deux volée avec palier de repos métallique.

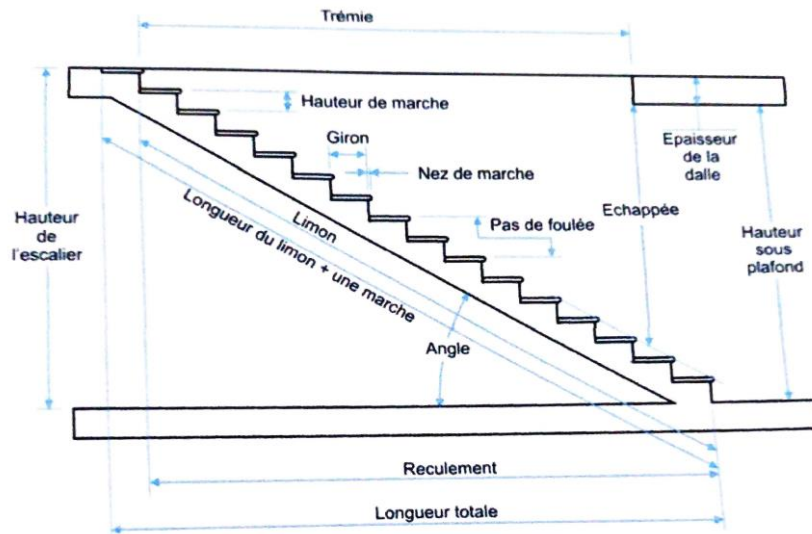


Figure II.7.3 : Terminologie d'un escalier

### II.7.4 Les façades

La conception des façades doit tenir compte de différentes contraintes :

- D'étanchéité à l'eau et à l'air
- D'isolation thermique et acoustique.
- De tenue dans le temps.
- De lumière.
- De résistance au feu (règle C+D) et de réaction au feu de sécurité.

A noter que les façades ne doivent pas fonctionner exclusivement comme des barrières, mais en fait comme des filtres sélectifs contrôlables. La tendance actuelle est davantage aux systèmes passifs qu'aux systèmes artificiels qui régulent par exemple la température ou la ventilation.

- **Etanchéité**

Pour l'acier, la question de l'étanchéité à l'eau et à l'air est à traiter au niveau des joints entre les composants, car le matériau lui-même est imperméable et protégé contre la corrosion. Les performances de la façade peuvent donc être altérées si un soin particulier n'est pas apporté à la conception des assemblages. Les types de ruissellement d'eau sont multiples. Le cheminement de l'eau peut par exemple se faire du bas vers le haut et les effets du vent qui s'additionnent compliquent le problème à résoudre.

Deux types de réponses existent :

- La façade étanche, à joints étanches qui concerne les façades à châssis et les façades rideaux.
- 1. La façade à parement extérieur non étanche, qui concerne les façades en bardage, ou l'eau peut éventuellement pénétrer en partie la façade pour être ensuite évacuée par le vide d'air ventilé.

1. Bardage.
2. Isolant
3. Parement intérieur
4. Bardage ou parement extérieur
5. Vide d'air
6. Pare-pluie.

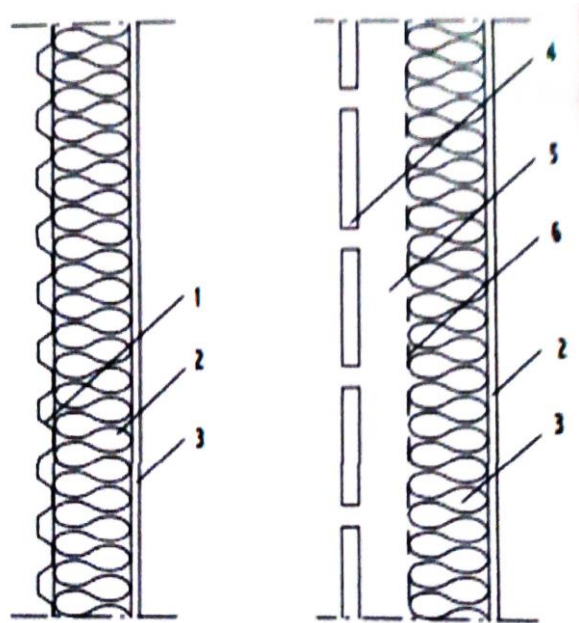


Figure II.7.4 : Principe de façade étanche (Gauche)

-Façade a parement extérieure non étanche (Droite)

- Type de façade : IL y'a deux type de façade ; façade légère et façade lourde :

**Façade légère**



Dans le domaine de la construction moderne, les exigences en matière de performance énergétique, de légèreté structurelle et d'esthétique ont conduit au développement de nouvelles solutions d'enveloppe pour les bâtiments. Parmi celles –ci, la façade légère s'impose comme une alternative innovante aux murs traditionnels. Ne jouant aucun rôle porteur , elle assure la clôturé extérieure du bâtiment , tout en offrant une excellente isolation thermique , acoustique et une liberté architecturale remarquable . Souvent constituée de matériaux comme le verre, l'aluminium ou des

panneaux composites, elle se distingue par sa modularité, sa légèreté et sa rapidité de mise en œuvre, en particulier dans les constructions de grande hauteur ou les édifices à l'architecture contemporaine



*Figure II.7.4 : façade légère*

### Façade lourde

Elle se caractérise par l'utilisation de matériaux massifs comme le béton, la pierre ou la brique, assurant ainsi solidité, isolation et durabilité. Contrairement aux façades légères, la façade lourde repose directement sur l'ossature du bâtiment



ou en fait partie, contribuant à la stabilité et à performance thermique de l'enveloppe. Ce type de façade est souvent utilisé dans les constructions traditionnelles et les bâtiments nécessitant une forte inertie thermique.



### II.7.5 Les revêtements

- Les peintures jouent un rôle de revêtement protecteur (de l'humidité et de l'oxygène).
- Le plâtre et l'enduit pour les murs intérieurs.
- Le carrelage et les plaintes de recouvrement pour les planchers et les escaliers.
- Faux plafond pour les planchers qui jouent un rôle de protection contre les incendies
- Etanchéité : sur les terrasses.

### II.8 Les caractéristiques des matériaux

#### a) Acier

Pour la réalisation de notre structure on a utilisé l'acier de construction de nuance S235 de qui a comme caractéristiques :

- Résistance limite d'élasticité :  $\sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$
- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 2.1 \times 10^4 \text{ daN/mm}^2$
- Module de cisaillement :  $G = 8.1 \times 10^3$
- Poids volumique :  $\rho = 2850 \text{ daN/m}^3$
- Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 12 \times 10^{-6} [K^{-1}]$
- Teneur en carbone :  $0,05\% \geq C \leq 0,3\%$
- La résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré :

$$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

#### b) Béton armé

Pour la réalisation des fondations et des planchers et de l'acrotère on a utilisé un béton de classe C25 dont les caractéristiques sont :

- Poids volumique :  $\rho = 2500 \text{ daN/mm}^2$
- Résistance caractéristique à la compression à 28 jours :

$$f_{c28} = 2,5 \text{ daN/mm}^2 = 25 \text{ Mpa}$$

- Résistance caractéristique à la traction à 28 jours :

$$f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 0,21 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} = 2,1 \text{ Mpa}$$

- Module d'élasticité :  $E = 32164,2 \text{ MPa}$



### III.1 Introduction

L'étude au vent, permet la vérification de la stabilité et la résistance de l'ouvrage soumis aux efforts du vent.

Le vent, est assimilé à des forces statiquement appliquées à la construction, qui se comporte comme une console encadrée dans le sol, soumise à une pression répartie sur sa hauteur.

### III.2 Etude du vent

L'étude au vent consiste à déterminer les efforts dus à la pression du vent à chaque niveau du bâtiment. Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de bâtiment.

L'étude du présent chapitre est basée sur le « Règlement Neige et Vent » dit (R.N.V 99), qui a pour objet de définir les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble de bâtiment et pour cela on doit définir les différents paramètres qui permettent d'évaluer l'effet du vent sur toute la hauteur de la structure.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La région
- Du site d'implantation.
- De la hauteur de la construction
- De la rigidité de la construction.
- Des ouvertures (ou de la perméabilité à l'air) de la construction

### III.3 Données relatif du site

- Catégorie du terrain III
- Site plan :  $C_T=1$  (Tableau 2.5 RNV2013).  
Zone du vent I (ANNEXE .1. RNV2013)
- $q_{ref}= 37,5 \text{ dan/m}^2$  (Tableau 2.2.RNV2013).
- $K_T = 0,215$  : Facteur de terrain (Tableau 2.4. RNV2013)
- $Z_0 = 0,3\text{m}$  : Paramètre de rugosité (Tableau 2.4. RNV2013)
- $Z_{min}=5\text{m}$  : Hauteur minimale (Tableau 2.4. RNV2013)
- $\xi= 0,61$

### III.4 Principe de calcul

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur le bâtiment présenté à la figure II 1

Pour un vent perpendiculaire :

- Au pignon (sens V1 du vent).
- Au long-pan (sens V2 du vent).

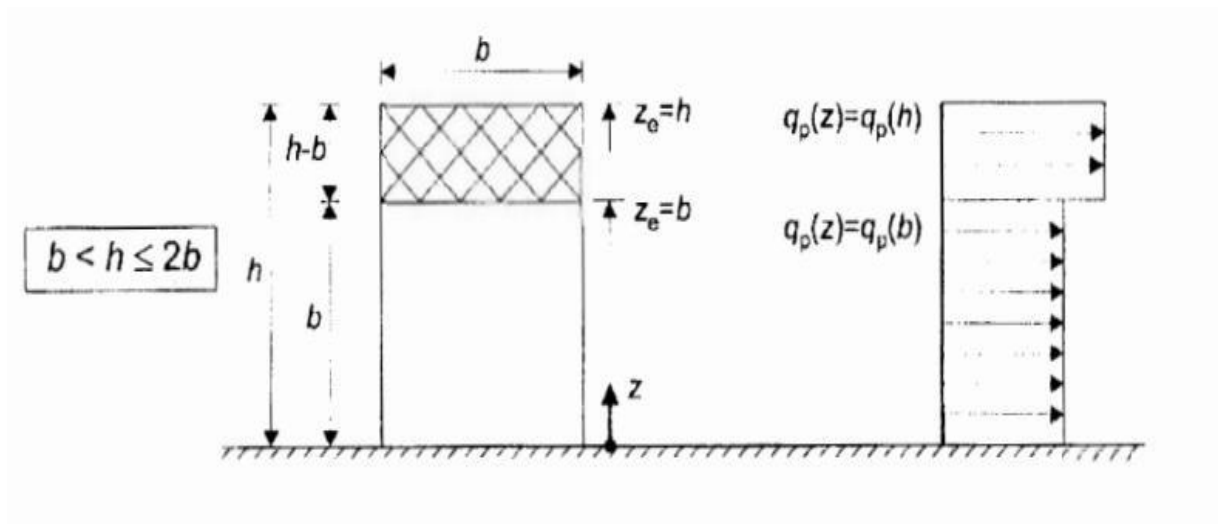


Figure III.1 : La hauteur de référence  $Z_e$  et profil correspondant de la pression dynamique.

### III.5 Procédure de calcul

Le **tableau 1** présente un résumé des étapes de calcul des actions du vent. La colonne 3, correspond au paragraphe relatif chaque paramètre dans le **RNV2013**.

Paramètre	Symbole	Renvoi
- Pression dynamique de référence	$q_{ref}$	§ 2.3.1
- Hauteur de référence	$z_e$	§ 2.3.2
- Catégorie de terrain et facteurs de site	-	§ 2.4.3
- Intensité de turbulence $I_v$	$I_v$	§ 2.4.6
- Coefficient de topographie	$C_t(z)$	§
- Coefficient de rugosité	$C_r(z)$	2.4.5.
- Coefficient d'exposition	$C_e(z)$	§ 2.4.4
- Pression dynamique de pointe	$q_p$	§ 2.4 § 2.3
Pression exercée par le vent (par exemple sur les revêtements, bardages, fixations et éléments de construction)		
- Coefficient de pression intérieure	$C_{pi}$	§ 5.1
- Coefficient de pression extérieure	$C_{pe}$	§ 5.2
- Coefficient de pression net	$C_{pnet}$	§ 5.3
- Coefficient de force	$C_f$	Chap. 4
- Pression aérodynamique extérieure	$W_e = q_p \cdot C_{pe}$	§ 2.6.2
- Pression aérodynamique intérieure	$W_i = q_p \cdot C_{pi}$	§ 2.6.2
Forces exercées par le vent (effets globaux par exemple)		
- Coefficient dynamique	$C_d$	Chap. 3
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de force)	$F_w$	2.6.1
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de pression).	$F_w$	2.6.2

Tableau III.1 : présente un résumé des étapes de calcul des actions du vent

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

$$q_p(Z_e) = q_{ref} \times C_e(Z)$$

Où :  $q_{ref}$  ( en  $N/m^2$  ) : est la pression dynamique de référence donnée par le tableau (2.2RNV2013) en fonction de la zone de vent (Cf. ANNEXE 1) RNV 2013.

$C_e$  : est de coefficient d'exposition au vent (Cf.2.4) RNV 2013.

$Z_e$  ( en m ) : est la hauteur de référence donnée en (2.32.) RNV 2013.

### III.5.1 Détermination de la pression statique due au vent

$$Ph = qh \times (C_e - C_i) \text{ [daN/m}^2\text{]}$$

### III.5.2 Pression dynamique de pointe à la hauteur h

$$qh = q_{ref} \times C_e \quad \text{Avec : } q_{ref} = 37,5 \text{ daN/m}^2$$

- **Coefficient d'exposition au vent à la hauteur h**

Le coefficient d'exposition au vent  $C_e(z)$  tient compte des effets de la rugosité du Terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent, il est donné par la formule suivante :

$$C_{ex} = (C_t)^2 \times (C_r)^2 [1 + 7I_v]$$

• **Intensité de la turbulence** : L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par les deux formules suivantes :

$$I_z = \frac{1}{c_t(z) \times \ln \frac{z}{z_0}} \quad \text{Pour : } Z > Z_{\min}$$

$$I_z = \frac{1}{c_t(z) \times \ln \frac{z_{\min}}{z_0}} \quad \text{Pour : } Z \leq Z_{\min}$$

Où :

- $C(z)$  : est le coefficient de topographie.
- $Z_0$  (m) : est le paramètre de rugosité.
- $Z_{\min}$  : Est la hauteur minimale

- **Coefficient de rugosité :**

Le coefficient de rugosité  $C_r(Z)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la Vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique.

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

$$C_r = K_T \times \ln (Z_{\min} / Z_0) \quad \text{Pour } Z < Z_{\min}$$

$Z$  : hauteur considéré

Telle que  $Z_0 = 0,3 \text{ m}$        $Z_{\min} = 5 \text{ m}$

- **Hauteur de référence :**

La hauteur de référence  $Z_e$  et le profil correspondant de la pression dynamique de Pointe  $q_h(h)$  dépendent des dimensions  $h$  et  $b$  de la construction.

On a :

$h = 17,55 \text{ m}$  hauteur total de la construction

$b = 10,1 \text{ m}$  largeur total de la construction

On considère une bande de hauteur entre 0 et  $Z_e = h = 17,55 \text{ m}$

D'où :  $Z_{\min} = 1 \text{ m} \leq Z = 17,55 \text{ m} \leq 200 \text{ m}$

$$Z = 17,55\text{m} > Z_{min} = 5\text{m}$$

Donc :

$$Cr (h=17,55\text{m}) = KT * \ln (Z / Z0) = 0,215 * \ln (17,55 / 0,3) = 0,875$$

$$Cr (h=17,55 \text{ m}) = 0,875$$

$$I_V(h=17,55) = \frac{1}{Ct(z) \times \ln \frac{Z}{Z0}} = \frac{1}{1 \times \ln \frac{17,55}{0,3}} = 0,246$$

$$I_V(h=17,55) = 0,246$$

$$Cex = Ct^2 \times Cr^2 [1 + 7Iv] = 1^2 \times (0,875)^2 (1 + 7(0,246)) = 2,08$$

$$Cex = 2,08$$

$$q_h(h = 17,55 \text{ m}) = q_{ref} \times Cex = 37,5 \times 2,08 = 78 \text{ Dan/m}^2$$

$$q_h(h = 17,55 \text{ m}) = 78 \text{ dan/m}^2$$

### III.5.3 Détermination des coefficients de pression extérieures

Le coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$  des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépend de la dimension de la surface chargée. Il est défini pour des surfaces chargées de  $1 \text{ m}^2$  et de  $10 \text{ m}^2$ , aux quelles correspondent les coefficients de pressions notés respectivement  $C_{pe,1}$  et  $C_{pe,10}$ . La valeur de  $C_{pe}$  s'obtient à partir des formules suivantes:

$$\begin{cases} C_{pe} = C_{pe,1} & S \leq 1\text{m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,10} + (C_{pe,1} - C_{pe,10}) \log_{10}(S) & 1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,10} & S \geq 10\text{m}^2 \end{cases}$$

Paroi latérale						Paroi au vent		paroi sous le vent	
A, A'		B, B'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-1,0	-1,3	-0,8	-1,0	-0,5		+0,8	1,0	-0,3	

Tableau III.2 : coefficients de pressions extérieures pour parois verticales

Nous avons un bâtiment avec acrotère de 0.60m de hauteur

$$\frac{h_p}{H} = \frac{0,6}{16,90} = 0,035 = 0,04$$

Tableau III.3 : coefficients de pressions extérieures pour les toitures plates

		Zones							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
arêtes vives (sans acrotères)		- 1,8	-2,5	- 1,2	- 2,0	- 0,7	-1,2	± 0,2	
avec acrotères	$h_p/h = 0,025$	- 1,6	- 2,2	- 1,1	- 1,8	- 0,7	-1,2	± 0,2	
	$h_p/h = 0,05$	- 1,4	- 2,0	- 0,9	- 1,6	- 0,7	-1,2	± 0,2	
	$h_p/h = 0,10$	- 1,2	- 1,8	- 0,8	- 1,4	- 0,7	-1,2	± 0,2	
rives arrondies	$r/h = 0,05$	- 1,0	- 1,5	- 1,2	- 1,8	- 0,4		± 0,2	
	$r/h = 0,10$	- 0,7	- 1,2	- 0,8	- 1,4	- 0,3		± 0,2	
	$r/h = 0,20$	- 0,5	- 0,8	- 0,5	- 0,8	- 0,3		± 0,2	
brisis mansardés	$\alpha = 30^\circ$	- 1,0	- 1,5	- 1,0	- 1,5	- 0,3		± 0,2	
	$\alpha = 45^\circ$	- 1,2	- 1,8	- 1,3	- 1,9	- 0,4		± 0,2	
	$\alpha = 60^\circ$	- 1,3	- 1,9	- 1,3	- 1,9	- 0,5		± 0,2	

Direction du vent V1

➤ Parois verticales

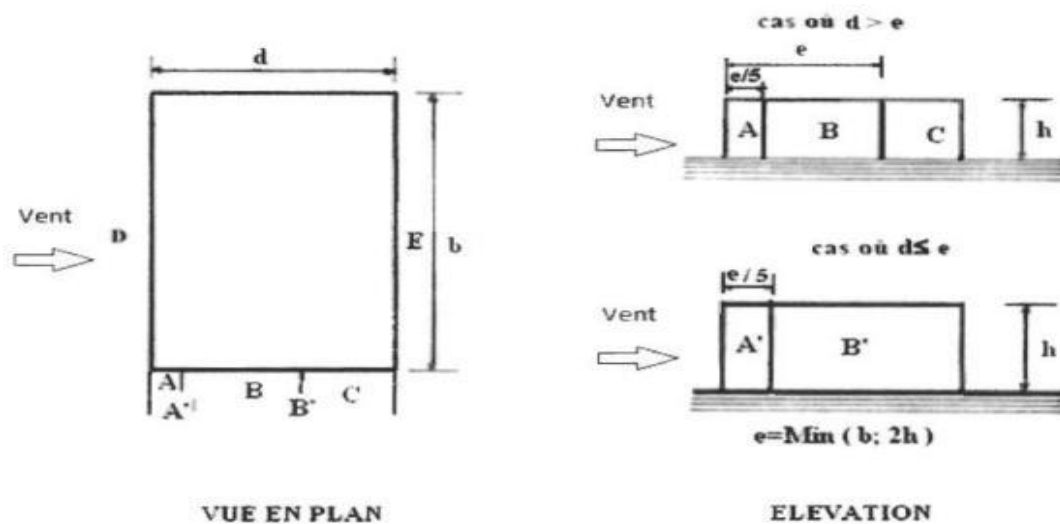


Figure III.2 : Légende pour la paroi verticale

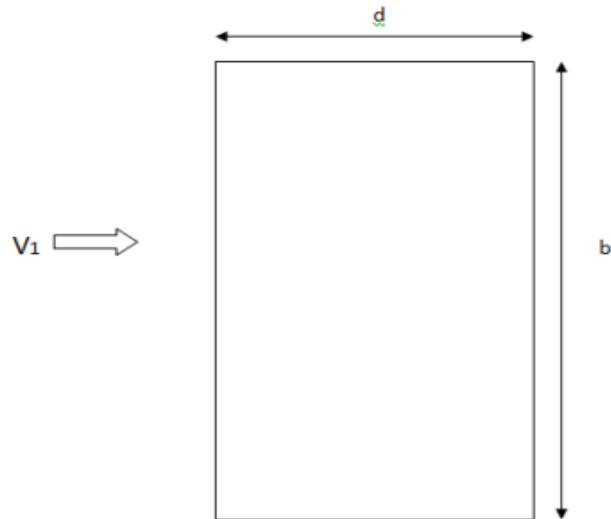


Figure III.3 : Direction du vent V1

- $b = 23\text{ m}$  (dimension du coté perpendiculaire au vent) V1
- $d = 10,1\text{ m}$  (dimension du coté parallèle au vent) V1
- $h = 17,55\text{ m}$  (hauteurs du bâtiment)
- $e = \text{Min} [b ; 2h] = \text{Min} [23 ; 2 \times 17,55] = 23\text{ m}$

$d = 10,1\text{ m} \quad b \leq e = 23\text{ m}$

d'où :

- $A = e/5 = 23/5 = 4,6\text{ m}$
- $B = d - (e/5) = 5,5\text{ m}$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure II-4.

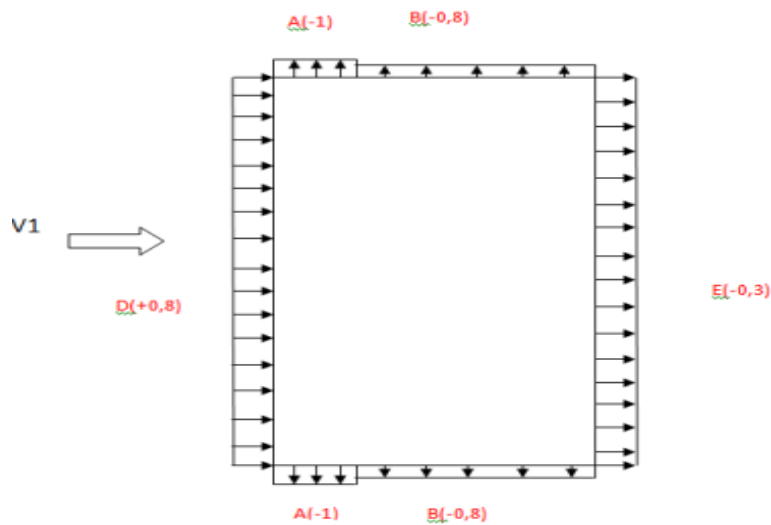


Figure III.4 : Valeurs des coefficients de pressions extérieures  $C_e$  sur les parois verticales

➤ Versant de toiture

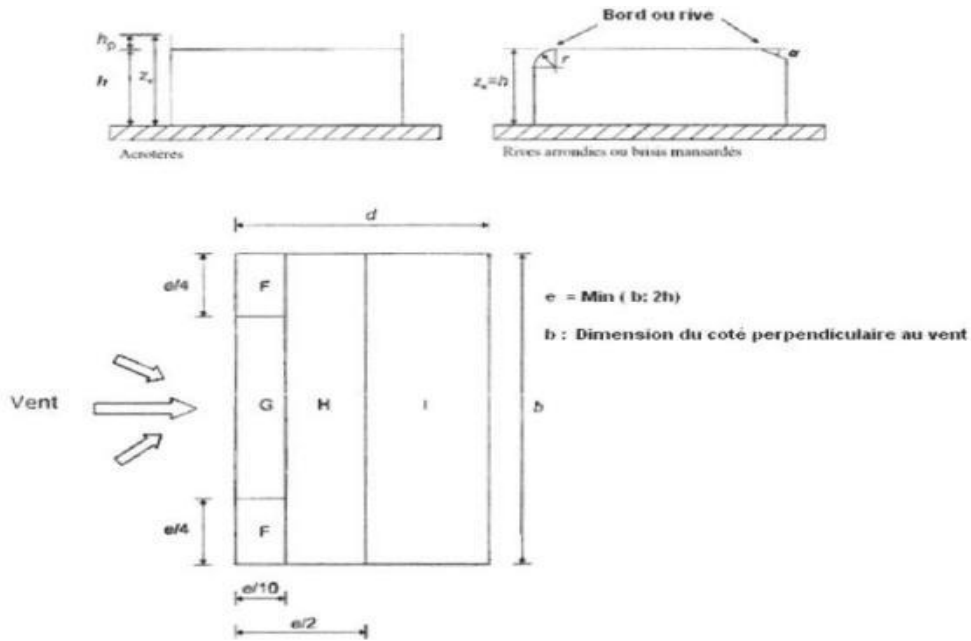


Figure III.5 : Légende pour les toitures plates

Dans notre cas :

$$b = 23\text{m}$$

$$d = 10,1\text{m}$$

$$h = 17,55\text{ m}$$

$$e = \min ( b ; 2h) = 23\text{m d'où :$$

- La largeur de la zone F=  $e/10 = 23/10 = 2,3\text{m}$
- La longueur de la zone F=  $e/4 = 5,75\text{m}$
- La largeur de la zone G=  $e/10 = 23/10 = 2.3\text{ m}$
- La longueur de la zone G=  $23 - (2e/4) = 11,5\text{m}$
- La largeur de la zone H=  $(e/2) - (e/10) = 9,2\text{m}$
- La longueur de la zone H=  $b = 23\text{m}$
- La largeur de la zone I=  $d - (e/2) = 10,1 - (23/2) = 1,4\text{m}$
- La longueur de la zone I=  $b = 23\text{m}$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant  
Détermination du coefficient de pression intérieure  $C_i$

On utilisera les valeurs extrêmes :  $C_i = -0,3$

$$C_i = +0,2.$$

• Valeur de la pression statique du vent :  $Ph = qh \times (C_e - C_i)$

Zone	$C_{pe}$	$C_i$	$C_{pe} - C_i$	$q_h$ ( $dan/m^2$ )	$q_h$ ( $dan/m^2$ )
<b>A</b>	-1	0,2	-1,2	78	-93,6
		-0,3	-0,7		-54,6
<b>B</b>	-0,8	0,2	-1	78	-78
		-0,3	-0,5		-39
<b>D</b>	0,8	0,2	0,6	78	46,8
		-0,3	1,1		85,8
<b>E</b>	-0,3	0,2	-0,5	78	-39
		-0,3	0		0

Tableau III.4 : valeur de la pression statique du vent  $Ph$  sur les parois verticales V1

## Plancher

Zone	$C_{pe}$	$C_i$	$C_{pe} - C_i$	$q_h$ ( $dan/m^2$ )	$p_h$ ( $dan/m^2$ )
<b>F</b>	-1,5	0,2	-1,7	78	-132,6
		-0,3	-1,2		-93,6
<b>G</b>	-1	0,2	-1,2	78	-93,6
		-0,3	-0,7		-54,6
<b>H</b>	-0,7	0,2	-0,9	78	-70,2
		-0,3	-0,4		-31,2
<b>I</b>	-0,2	0,2	-0,4	78	-31,2
		-0,3	0,1		7,8
	0,2	0,2	0	78	0
		-0,3	0,5		39

Tableau III.5 : valeur de la pression statique du vent  $P_h$  sur la toiture V1

Colonne1	Zone	$Z_e(m)$	Surface	$P_h$	Force totale
Parois verticale	D	17,55	403,65	46,8	188,9
				85,8	346,33
	E	17,55	403,65	-39	-157,42
				0	0
	A	17,55	80,73	-93,6	-75,56
				-54,6	-44,08
	B	17,55	96,525	-78	-75,29
				-39	-37,64
Plancher	F	17,55	13,225	-132,6	-17,54
				-93,6	-12,3789
	G	17,55	26,45	-93,6	-24,75
				-54,6	-14,44
	H	17,55	211,6	-70,2	-148,54
				-31,2	-66,01
	I	17,55	32,2	-31,2	-10,05
				7,8	2,51
0				0	
				39	12,56

Tableau III.6: force extérieure sur le bâtiment V1

## Sens du vent V2

## Parois verticales

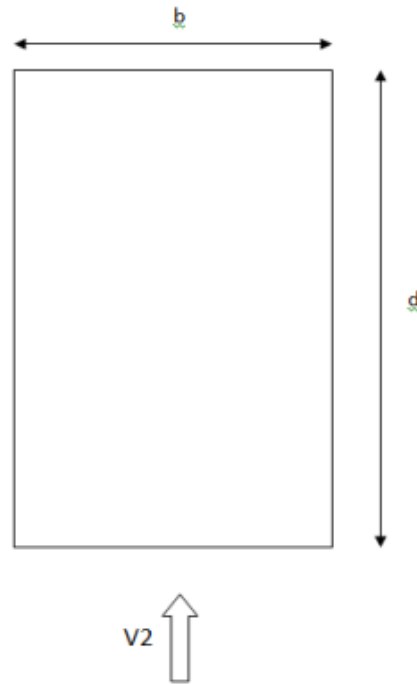


Figure III.6 : Direction du vent V2

- $b = 10,1$  m (dimension du côté perpendiculaire au vent)
- $d = 23$  m (dimension du côté parallèle au vent)
- $h = 17,55$  m (hauteur du bâtiment)
- $e = \text{Min} [b ; 2h] = \text{Min} [10,1 ; 2 \times 17,55] = 10,1$  m

$$D = 23 \text{ m} > e = 10,1 \text{ m}$$

D'où :

$$A = e/5 = 10,1/5 = 2,02 \text{ m}$$

$$B = e - (e/5) = 8,08 \text{ m}$$

$$C = d - e = 23 - 10,1 = 12,9 \text{ m}$$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure II-8.

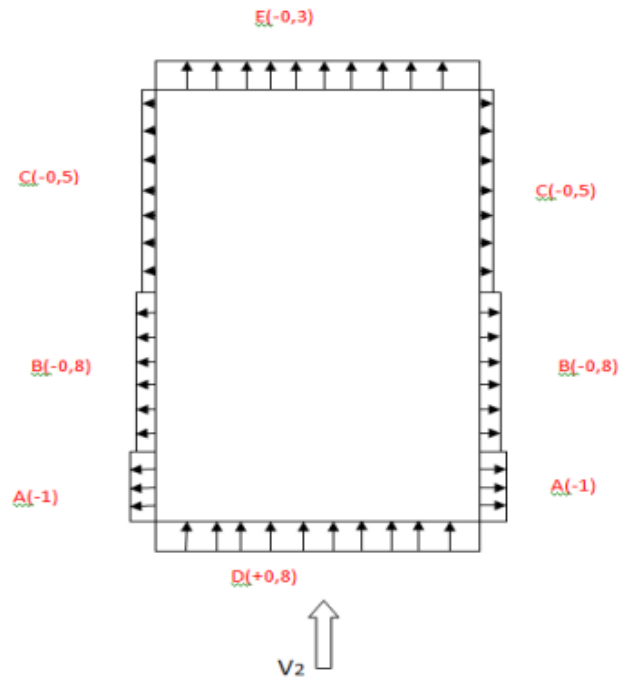


Figure III.7 : Valeurs des coefficients de pressions extérieures  $C_e$  sur les parois verticales.

### Plancher

Dans notre cas :

$$b = 10,1 \text{ m}$$

$$d = 23 \text{ m}$$

$$h = 17,55 \text{ m}$$

$$e = \min(b ; 2h) = 10,1 \text{ m d'où :}$$

- La largeur de la zone F=  $e/10 = 10,1/10 = 1,01 \text{ m}$
- La longueur de la zone F=  $e/4 = 2,525 \text{ m}$
- La largeur de la zone G=  $e/10 = 10,1/10 = 1,01 \text{ m}$
- La longueur de la zone G=  $10,1 - (2e/4) = 5,05 \text{ m}$
- La largeur de la zone H=  $(e/2) - (e/10) = 4,04 \text{ m}$
- La longueur de la zone H=  $b = 10,1 \text{ m}$
- La largeur de la zone I=  $d - (e/2) = 17,95 \text{ m}$
- La longueur de la zone I=  $b = 10,1 \text{ m}$

### Valeur de la pression statique du vent

$$P_h = q_h \times (C_e - C_i)$$

## ➤ Sur les parois verticales

Tableau III.7 : valeur de la pression statique du vent  $P_h$  sur les parois verticales V2

Zone	$C_{pe}$	$C_i$	$C_{pe} - C_i$	$q_h$ (dan/ $m^2$ )	$q_h$ (dan/ $m^2$ )
<b>D</b>	0,8	0,2	0,6	78	46,8
		-0,3	1,1		85,8
<b>E</b>	-0,3	0,2	-0,5	78	-39
		-0,3	0		0
<b>A</b>	-1	0,2	-1,2	78	-93,6
		-0,3	-0,7		-54,6
<b>B</b>	-0,8	0,2	-1	78	-78
		-0,3	-0,5		-39
<b>C</b>	-0,5	0,2	-0,7	78	-54,6
		-0,3	-0,2		-15,6

## Plancher

Tableau III.8 : valeur de la pression statique du vent  $Ph$  sur la toiture V2

Zone	$C_{pe}$	$C_i$	$C_{pe} - C_i$	$q_h$ (dan/m <sup>2</sup> )	$q_h$ (dan/m <sup>2</sup> )
F	-1,5	0,2	-1,7	78	-132,6
		-0,3	-1,2		-93,6
G	-1	0,2	-1,2	78	-93,6
		-0,3	-0,7		-54,6
H	-0,7	0,2	-0,9	78	-70,2
		-0,3	-0,4		-31,2
I	-0,2	0,2	-0,4	78	-31,2
		-0,3	0,1		7,8
	0,2	0,2	0	78	0
		-0,3	0,5		39

Tableau III.9 : forces extérieure sur le batiment V2

Colonne1	Zone	Z <sub>e</sub> (m)	surface	P <sub>h</sub>	Force totale
Parois verticale	D	17,55	177,26	46,8	82,96
				85,8	152,1
	E	17,55	177,26	-39	-69,13
				0	0
	A	17,55	35,45	-93,6	-33,18
				-54,6	-19,36
	B	17,55	141,8	-78	-110,6
				-39	-55,3
	C	17,55	226,4	-54,6	-123,6
				-15,6	-35,32
plancher	F	17,55	2,55	-132,6	-3,39
				-93,6	-2,39
	G	17,55	5,1	-93,6	-4,77
				-54,6	-2,78
	H	17,55	40,8	-70,2	-28,64
				-31,2	-12,73
	I	17,55	181,3	-31,2	0
7,8				-56,57	
0				0	
				39	70,7

### III.6 Etude de neige

#### III.6.1 Introduction

Selon les règles et lois du RNV version 2013 qui s'applique pour les constructions à une altitude inférieure à 2000 m par rapport au niveau de la mer Notre construction est basée à une altitude de 550m, donc on peut utiliser le RNV pour le calcul de la neige

### III.7 Calcul des charges de neige

**Données du site :**

Zone : A

Altitude : 550m

#### III.7.1 Charge de neige sur les toitures ou autre surface

La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontal de toiture ou de toute autres surfaces soumis à l'accumulation de la neige s'obtiennent par la formule suivante

$$S = \mu \cdot Sk \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$Sk$  (En KN/m<sup>2</sup>) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

$\mu$  est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

#### III.7.2 Détermination de la charge $Sk$

La valeur de  $Sk$  en KN/m<sup>2</sup> est déterminée par les lois de variation suivante en fonction de l'altitude  $H$  (par rapport au niveau de la mer) en m du site considéré.

- Zone A :  $Sk = \frac{0,07H+15}{100}$

- Zone B :  $Sk = \frac{0,04H+10}{100}$

- Zone C :  $Sk = \frac{0,0325H}{100}$

- Zone D : pas de charge de neige

On est dans la zone **A** donc on aura :

$$Sk = \frac{0,07H+15}{100} = \frac{0,07 \times 550 + 15}{100} = 0,535 \text{ kN/m}^2$$

#### III.7.3 Détermination du coefficient de forme des toitures( $\mu$ ) (Toiture plate)

Les valeurs des coefficients de forme  $\mu$  données ci-après concernant les toitures de forme Courantes. Pour des formes particulières de toiture, le cahier des charges doit préciser la valeur à prendre en compte.

( $\alpha$ ) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient $\mu$	0.8	$0.8 \left( \frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau III.10 : les valeurs de coefficient  $\mu_1$ 

Dans notre projet on a une toiture plate ( $\alpha=0^\circ$ ) donc :  $\mu=0,8$ . (RNV 2013)

On aura:

$$S = 0,8 \times 0,535 = 0,438 \text{KN/m}^2$$

$$S = 43,8 \text{daN / m}^2 \quad \text{On prend:}$$

$$S = 43,8 \text{ d}$$



Tableau III.1 : présente un résumé des étapes de calcul des actions du vent.....	20
Tableau III.2 : coefficients de pressions extérieures pour parois verticales .....	22
Tableau III.3 : coefficients de pressions extérieures pour les toitures plates.....	23
Tableau III.4 : valeur de la pression statique du vent <b>Ph</b> sur les parois verticales V1 .....	26
Tableau III.5 : valeur de la pression statique du vent <b>Ph</b> sur la toiture V1 .....	27
Tableau III.6: force extérieure sur le bâtiment V1 .....	28
Tableau III.7 : valeur de la pression statique du vent <b>Ph</b> sur les parois verticales V2.....	31
Tableau III.8 : valeur de la pression statique du vent <b>Ph</b> sur la toiture V2 .....	32
Tableau III.9 : forces extérieure sur le batiment V2 .....	33
Tableau III.10 : les valeurs de coefficient $\mu_1$ .....	35
Figure III.1 : La hauteur de référence $Z_e$ et profil correspondant de la pression dynamique. ....	19
Figure III.2 : Légende pour la paroi verticale .....	23
Figure III.3 : Direction du vent V1 .....	24
Figure III.4 : Valeurs des coefficients de pressions extérieures $C_e$ sur les parois verticales.....	24
Figure III.5 : Légende pour les toitures plates .....	25
Figure III.6 : Direction du vent V2 .....	29
Figure III.7 : Valeurs des coefficients de pressions extérieures $C_e$ sur les parois verticales.....	30

## IV.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre Structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, des effets thermique et climatique.

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque Élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la Fondation. Les différentes charges et surcharges agissantes sont :

- Les charges permanentes (**G**)
- Les surcharges d'exploitation (**Q**)

Les normes qui fixent les valeurs des charges sont inscrits dans le règlement technique DTRB.C2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».

## IV.2 Charges permanentes

### IV.3 Plancher terrasse inaccessible

Tableau IV.1: charges permanentes du plancher terrasse inaccessible

Type	Charges permanentes
Protection gravier roulée ( 5 cm)	$0,05 \times 1700 = 85 \text{ daN /m}^2$
Etanchéité multicouche ( 5 cm)	$0,05 \times 600 = 30 \text{ daN /m}^2$
Forme de pente en béton (10 cm)	$0,10 \times 2200 = 220 \text{ daN /m}^2$
Isolation thermique (4 cm)	$0,04 \times 400 = 16 \text{ daN /m}^2$
Poids de la dalle $e_p$ (12cm)	$0,12 \times 2500 = 300 \text{ daN /m}^2$
TN 40	4,9 daN /m <sup>2</sup>
Faux plafond	10 daN /m <sup>2</sup>
	<b><math>G_{\text{tot}} = 665,9 \text{ daN /m}^2</math></b>

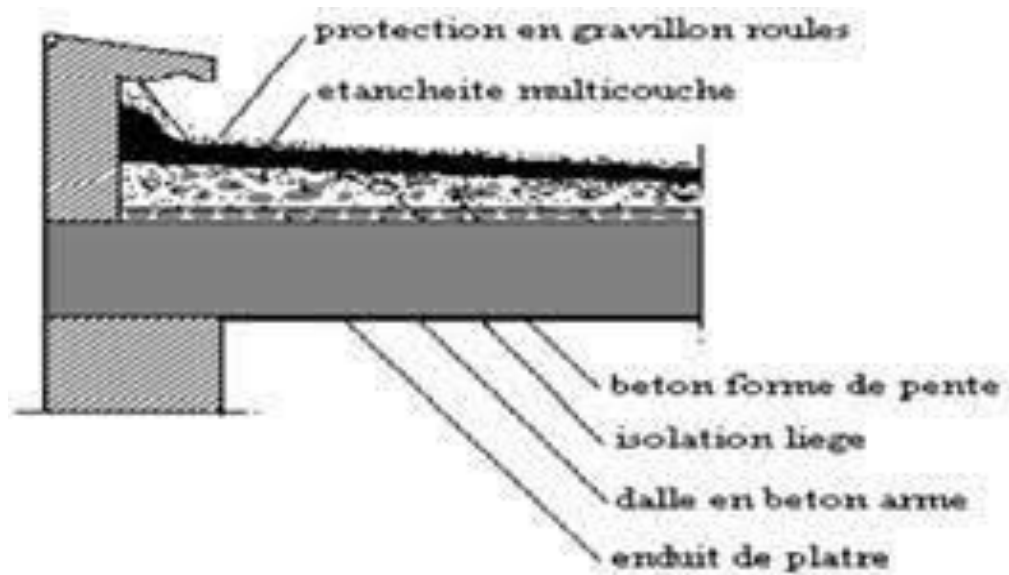


Figure IV.1: plancher terrasse

#### IV.4 Plancher étage courant

Tableau IV.2 : Charge permanente d'un plancher d'étage courant

Type	Charges permanentes
Revêtement en carrelage (2cm)	$0,2 \times 2 \times 100 = 40 \text{ daN /m}^2$
Mortier de pose (2 cm)	$0,2 \times 2 \times 100 = 40 \text{ daN /m}^2$
Isolation thermique (4 cm)	$0,04 \times 400 = 16 \text{ daN /m}^2$
Poids de la dalle ep (12cm)	$0,12 \times 2500 = 300 \text{ daN /m}^2$
TN 40	4,9 daN /m <sup>2</sup>
Faux plafond	10 daN /m <sup>2</sup>
	<b>G = 410,9 daN /m<sup>2</sup></b>

### IV.5 Murs extérieurs

Tableau IV.3 : charges permanentes des murs extérieure (h=3,435)

<b>L'élément</b>	<b>Epaisseur (cm)</b>	<b>La charge (dan / m2 )</b>
Mortier de ciment (2cm)	3,435	36
Brique creuse(10cm)	3,435	90
Brique creuse(15 cm )	3,435	130
Enduit plâtre (2 cm)	3,435	20
<b>G =948,06 daN /m<sup>2</sup></b>		

### IV.6 Murs intérieur

Brique creuse (10cm) :  $90 \times 3,435 = 309,15 \text{ daN /m}^2$

### IV.7 L'acrotère

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

Avec :

$\gamma_b$ : poids volumique du béton =2500daN/ m3

S : surface de l'acrotère

La surface de l'acrotère :

$$S = (0,65 \times 0,1) + \frac{0,15 \times 0,03}{2} + (0,07 \times 0,15) = 0,0728$$

$$S = 0,078 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où: } G = 2500 \times 0,072 = 181,87 \text{ daN /m}^2$$

$$G = 195 \text{ daN /m}$$

## IV.8 Les escaliers

### Volée

Tôle striée 3/5 : 27,6 daN /m<sup>2</sup>

Mortier de pose 2cm : 40 daN /m<sup>2</sup>

Revêtement (carrelage) 2cm : 40 daN /m<sup>2</sup>

**G = 107,6 daN /m<sup>2</sup>**

### Palier

Tôle TN 40 : 4,9 daN /m<sup>2</sup>

Dalle en béton (12cm) : 300 daN /m<sup>2</sup>

Mortier de pose : 40 daN /m<sup>2</sup>

Revêtement (carrelage) : 40 daN /m<sup>2</sup>

**G = 384,9 daN /m<sup>2</sup>**

## IV.9 Charge variables

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

## IV.10 Surcharges d'exploitations

Elles correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquente l'immeuble.

Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR.C2.2 (« Charges permanentes et charges d'exploitation »).

Plancher terrasse inaccessible : 100 daN /m<sup>2</sup>

Plancher étage courant (bureaux) : 250 daN /m<sup>2</sup>

Escalier : 250 daN /m<sup>2</sup>

Balcon : 350 daN /m<sup>2</sup>

Acrotère : 182 daN /m<sup>2</sup>

### **Surcharges climatiques**

Ce sont les charges de la neige et du vent calculées au chapitre précédent.

### **Effet de la température**

La longueur de notre construction est inférieure à 50m, donc ce n'est pas nécessaire de tenir compte de l'effet de la température.



## V.1 Introduction

Les présentes règles ont pour but de codifier les méthodes de calcul applicables à l'étude des Projets de constructions en acier. L'application de ces règles conduit pour les différents Éléments des constructions à un degré de sécurité sensiblement homogène pour les différents modes de sollicitations et les différents types de constructions. Les éléments secondaires sont destinés à reprendre la sollicitation, comme le vent par exemple, et à assurer la stabilité basée sur la RDM et les règles de l'EUROCODE3.

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaire et solives) en pré dimensionne chaque élément à partir de trois conditions

- a) Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat.
- b) Vérification de la condition de résistance.
- c) Vérification de la stabilité.

## V.2 Les règles empiriques de pré-dimensionnement

Les règles ci-dessous servent au pré-dimensionnement des éléments porteurs principaux des charpentes métalliques de bâtiments. Elles donnent, pour les éléments tendus ou comprimés, l'élanement  $\lambda_k = l_k/i$

*Tableau V. 1 : Règles empiriques selon le traité de Génie Civil*

<b>Bâtiments</b>	
Dalle mixte avec tôle nervurée	$d \approx 1/32$
Solive en profilé laminé	$h \approx 1/30$
Sommier en profilé laminé	$h \geq 1/25$
Poteau en profilé laminé	Profilé HE d'élanement $\lambda_k \leq 25$

### V.3 Pré-dimensionnement des solives

#### V.3.1 Définition des solives

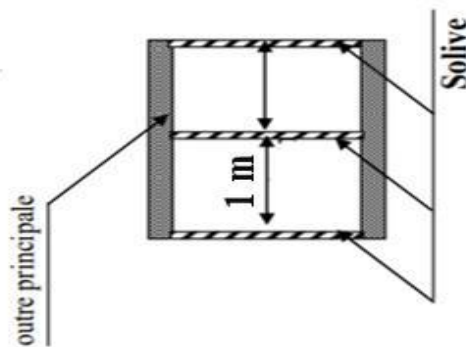
Les solives sont des poutrelles en **IPE** qui travaillent en flexion simple. Leur écartement (la Distance entre une solive et une autre) est pratiquement déterminé par l'équation suivante :

$$0,7 \text{ m} \leq L \leq 1,5 \text{ m}$$

Leur écartement varie de 0,70 m à 1,50 m, suivant la nature du support de plancher et la Destination des locaux (bureaux ou habitation).

Pour le cas le plus défavorable, On opte pour une distance de **L= 6m** (la poutre la plus Longue) Et un écartement de **e=6/6 =1m**

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :



#### - Valeurs limites des flèches

Les structures en acier doivent être dimensionnées de manière que les flèches se restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagés du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés Les valeurs limites recommandées de flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci- dessous

Conditions	$\delta V$ max (flèche dans l'état final)
Toitures en générales	L/250
Toiture supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons En plâtre ou en autres matériaux fragiles où rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins Que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime	L/400
Cas où $\delta V$ max peut nuire à l'aspect du Bâtiment	L/250

Tableau V.2 : Valeurs limites recommandées pour les flèches verticales

### V.3.2 Pré dimensionnement des solives plancher terrasse

#### V.3.2.1 Phase de construction

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

Charge permanente du plancher :  $G = 665,9 \text{ Kg/m}^2$

Surcharges d'exploitations :  $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$

La charge de la neige :  $N_N = 43 \text{ daN/m}^2$

##### V.3.2.1.1 Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{\max} \leq \bar{f}_{\text{adm}}$$

Pour une poutre bi-articulée

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

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} \text{ Pour : } f \leq \frac{l}{250} \text{ Pour planchers en général}$$

**Avec :**

q : la charge non pondéré

$$G_{\text{béton frai}} = 0,12 \times 2500 = 300 \text{ dan/m}^2$$

$$G = G_{\text{tole}} + G_{\text{béton frai}} = 4,9 + 300 = 304,9$$

$$G = 304,9 \text{ dan/m}^2 = 3,049 \text{ dan/m}^2$$

$$Q_{\text{ELS}} = G + Q = (3,049 + 1) = 4,049$$

$$Q_{\text{ELS}} = 4,09 \times 1 = 4,049 \text{ kN/m}$$

Le module d'élasticité  $E = 2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$$L = 4 \text{ m} = 400 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{250} = \frac{400}{250} = 1,6 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } I_y \geq \frac{5 \times 4,049 \times 400^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 401,68 \text{ cm}^4$$

Par réserve de résistance à pourvoir pour le stade définitif ou les charges sont davantage plus grande.

1<sup>ère</sup> tentative est faite avec l'IPE 140 qui s'est avéré insuffisant pour le stade définitif , et en

2<sup>ème</sup> essai on a retenu un IPE160

On prend IPE 160  $I_y = 869,3 \text{ cm}^4$

IPE 160	Dimension											
	H (mm)	P (kg/m)	B (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	r (mm)	d (mm)	W <sub>ply</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>ely</sub> (cm <sup>3</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	t <sub>f</sub> (mm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )
	160	15,8	82	5	9	127,2	124	109	20,1	7,4	869	68,3

Tableau V.3 : Caractéristique du profilé IPE 160 pour les solives plancher terrasse

### V.3.2.1.2 Calcul de la charge

(Poids propre inclus)

- Le poids propre du profilé choisit :  $P_p = 15,8 \text{ Kg/m} = 0,158 \text{ KN/m}$

- $G_{\text{profilé}} = 0,158 \text{ KN/ml}$
- $G_{\text{ELS}} = q + G_{\text{profilé}} - Q = 4,049 + 0,158 - 1 = 3,207 \text{ KN/m}^2$

### V.3.2.1.3 Vérification la de flèche

$$\bar{f}_{\text{adm}} = \frac{l}{250} = \frac{400}{250} = 1,6 \text{ cm}$$

$$\bar{f}_{\text{adm}} = 1,6 \text{ cm}$$

$$f_{\text{max}} = f_1 = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 0,032 \times 400^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 869,3} = 0,58 \text{ cm}$$

$$f_{\text{max1}} = 0,58 \text{ cm}$$

$$f_{\text{max1}} \leq \bar{f}_{\text{adm}} = \frac{l}{250} \dots \dots \dots \text{ vérifié}$$

### V.3.2.1.4 Vérification au cisaillement

$$G = G_{\text{profilé}} + G_B + G_{\text{Tole}} = 0,158 + (3,049 \times 1) = 3,207$$

$$G = 3,207 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_{\text{ulu}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35(3,207) + 1,5(1) = 5,83 \text{ KN/m}^2$$

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

$$V_{\text{sd}} = \frac{ql}{2} = \frac{5,83 \times 4}{2} = 11,66 \text{ KN}$$

$$V_{\text{sd}} = 11,66 \text{ KN}$$

$$V_{\text{pl,z,rd}} = \frac{A_{\text{vz}} \times f_y}{\gamma_{\text{mo}} \times \sqrt{3}} = \frac{9,66 \times 235 \times 10^2}{1,1 \times \sqrt{3}} = 119149,34 = 119,149 \text{ kN}$$

$$V_{\text{pl,z,rd}} = 119,15 \text{ kN}$$

$$V_{\text{sd}} \leq V_{\text{pl,z,rd}} \text{ Condition vérifié}$$

### V.3.2.1.5 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{el,y,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5,83 \times 4^2}{8} = 11,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{el,y,rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{109 \times 235}{1,1} = 23286,36 = 23,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 23,286 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{el,y,rd} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

Pour éviter la vérification au déversement de la solive lors du stade de construction , la tôle qui est placée avec ses nervures  $\perp$  à la solive sont pointées à l'aide de soudure.

## V.3.2.2 Phase d'exploitation

### V.3.2.2.1 Calcul de la charge

$$G = 665,9 \text{ daN/m}^2 = 6,659 \text{ kN/m}^2$$

On a IPE160

$$Q = (q+g) \times e + G_{IPE160}$$

$$Q = (1+6,659) \times 1 + 0,158$$

$$Q = 7,817 \text{ KN/m}^2$$

### V.3.2.2.2 Vérification la flèche

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384Ei} \text{ et } f_{\text{adm}} = \frac{l}{250} \text{ (plancher en générale)}$$

- L : la portée de la solive.
- I : Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique
- E : module d'élasticité de l'acier

$$I_y = I_A + Ad^2 + \frac{I_b}{n} + \frac{b_{\text{eff}} \times h_c}{15} \times \left( \frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

Avec :

$I_a$ : inertie propre de l'IPE160 ;  $I_A = 869 \text{ cm}^4$

$h_c$  : hauteur de la dalle seul ;  $h_c = 80 \text{ cm}$

$I_b$ : inertie de la section en béton :  $I_B = \frac{b_{\text{eff}} \times h_c^3}{12} = \frac{100 \times 11,4^3}{12} = 12346,2 \text{ cm}^4$

$d$  : distance du centre de gravité du profilé (GA) à l'axe neutre élastique qui sera  
Calculé en égalisons les moments statiques de la dalle en béton et le profilé par rapport

à cet axe :

$$d = \frac{b_{\text{eff}} \times h_c}{n} \times \left(t + \frac{h}{2}\right) \div \left(A_a + \frac{b_{\text{eff}} \times h_c}{n}\right) = \frac{100 \times 11,4}{15} \times \left(12 + \frac{16}{2}\right) \div \left(20,1 + \frac{100 \times 11,4}{15}\right)$$

$$d = 15,82 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_y = 869 + 22,1 \times 1503^2 + \left(12346, \frac{2}{15}\right) + \left(\frac{100 \times 11,4}{12}\right) \times \left(12 + \frac{16}{2} \times 15,03\right)^2$$

$$I_y = 7474,84 \text{ cm}^4$$

$$f_{\text{max}2} = \frac{5 \times 0,07817 \times 400^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 7474,84} = 0,16 \leq \frac{1}{250} = 1,6 \text{ cm}$$

$$f_{\text{max}1} + f_{\text{max}2} = 0,58 + 0,16 = 0,7 \leq \frac{1}{250} = 1,6 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

### V.3.2.2.3 Vérification au cisaillement

$$G = G_{\text{IPE160}} + G_T = 0,158 + 6,659 = 6,817 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 6,817 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35(6,817) + 1,5(1) = 10,70 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 10,70 \text{ KN/m}^2$$

**V.3.2.2.4 Vérification de résistance (effort tranchant)**

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{10,70 \times 4}{2} = 21,41 \text{ KN}$$

$$V_{pl,z,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{mo} \times \sqrt{3}} = \frac{9,66 \times 235 \times 10^2}{1,1 \times \sqrt{3}} = 119,149 \text{ KN}$$

$$V_{pl,z,rd} = 119,15 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 21,41 \text{ KN} \leq 119,15 \text{ KN} \text{ condition vérifier}$$

**V.3.2.2.5 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)**

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{10,70 \times 4^2}{8} = 21,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{124 \times 235}{1,1} = 2649,09 \text{ N.m}^2$$

$$M_{pl,rd} = 26,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 21,4 \text{ KN.m} \leq 26,49 \text{ KN.m} \text{ ..... condition vérifier}$$

Le profilé IPE160 répond à toutes les conditions de CCM97 [05] concernant la vérification de Résistance et la vérification de la flèche.

**V.3.3 Pré dimensionnement des solives plancher étage courant****V.3.3.1 Phase de construction**

$$e = 1 \text{ m} ; L = 4 \text{ m}$$

**V.3.3.1.1 Calcul de la charge**

$$G = 4,9 + 300 = 304,9 \text{ daN/m}^2$$

$$G_{\text{béton}} = 3,049 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 1 \text{ (construction + bureaux)}$$

$$Q_{ELS} = (G+Q) = (3,049+1) = 4,049 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{ELS} = 4,049 \times 1 = 4,049 \text{ KN/ml} = 0,04049 \text{ KN / cm}$$

**V.3.3.1.2 Condition de flèche**

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

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 0,04049 \times 400^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^4} = 401,68 \text{ cm}^4 = 402 \text{ cm}^4$$

On prend IPE160 avec  $I_y = 869,3 \text{ cm}^4$

IPE 160	Dimensions											
	H (mm)	P (kg/m)	B (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	r (mm)	d (mm)	W <sub>ply</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>plz</sub> (cm <sup>3</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	t <sub>f</sub> (mm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )
	160	15,8	82	5	9	127,2	124	26,1	20,1	7,4	869	68,3

Tableau V.4 : Caractéristique du profilé IPE 160 pour les solives plancher étage courant

**V.3.3.1.3 Vérification de la flèche (poids propre inclus)**

$$Q_{ELS} = q + G_{\text{Prof}}$$

$$G_{\text{Prof IPE 160}} = 0,63 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_{ELS} = 4,05 + 0,63 = 4,68 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_{ELS} = 4,68 \text{ KN / m}^2$$

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 0,0468 \times 400^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 869,3} = 0,85 \text{ cm}$$

$$f_{\max 1} = 0,85 \leq \frac{l}{250} = 1,6 \text{ cm}$$

**V.3.3.1.4 Vérification au cisaillement**

$$G = G_{IPE} + G_b + G_{Tot} = 0,158 + (3,049 \times 1) = 3,207 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 3,207 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_{ulu} = 1,35G + 1,5Q = 1,35(3,207) + 1,5(1) = 5,83 \text{ KN/m}^2$$

**V.3.3.1.5 Vérification de résistance (effort tranchant)**

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{5,83 \times 4}{2} = 11,66 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 11,66 \text{ KN}$$

$$V_{el,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{9,66 \times 235 \times 10^2}{1,1 \times \sqrt{3}} = 119149,34$$

$$V_{el,rd} = 119,15 \text{ Kn}$$

$$V_{sd} = 11,66 \text{ Kn} \leq V_{el,rd} = 119,15 \text{ Kn} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

**V.3.3.1.6 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)**

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5,83 \times 4^2}{8} = 11,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{el,rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{109 \times 235}{1,1} = 23286,36$$

$$M_{el,rd} = 23,28 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 11,66 \text{ KN.m} \leq M_{el,rd} = 23,28 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

### V.3.3.2 Phase d'exploitation

#### V.3.3.2.1 Calcul de la charge

$$G = 410,9 \text{ daN / m}^2 = 4,109 \text{ kN/m}^2 \text{ (béton sèche)}$$

On a IPE160

$$Q = (q+g) \times e + G_{\text{IPE160}}$$

$$Q = (2,5+4,109) \times 1 + 0,158$$

$$Q = 6,767 = 6,77 \text{ kN / m}^2$$

$$Q = 6,77 \text{ kN / m}^2$$

#### V.3.3.2.2 Vérification de la flèche

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{250} \text{ (plancher en générale)}$$

- L : la portée de la solive.
- I : Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique
- E : module d'élasticité de l'acier

$$I_y = I_A + Ad^2 + \frac{I_b}{n} + \frac{b_{\text{eff}} \times h_c}{15} \times \left( \frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

Avec :

$I_a$ : inertie propre de l'IPE160 ;  $I_A = 869 \text{ cm}^4$

$h_c$  : hauteur de la dalle seul ;  $h_c = 80 \text{ cm}$

$$I_b: \text{ inertie de la section en béton : } I_B = \frac{b_{\text{eff}} \times h_c^3}{12} = \frac{100 \times 11,4^3}{12} = 12346,2 \text{ cm}^4$$

$d$  : distance du centre de gravité du profilé (GA) a l'axe neutre élastique qui sera

Calculé en égalisons les moments statiques de la dalle en béton et le profilé par rapport à cet axe :

$$d = \frac{b_{\text{eff}} \times h_c}{n} \times \left( t + \frac{h}{2} \right) \div \left( A_a + \frac{b_{\text{eff}} \times h_c}{n} \right) = \frac{100 \times 11,4}{15} \times \left( 12 + \frac{16}{2} \right) \div \left( 20,1 + \frac{100 \times 11,4}{15} \right)$$

$$d = 15,82 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_y = 869 + 22,1 \times 1503^2 + (12346,2/15) + \left(\frac{100 \times 11,4}{12}\right) \times \left(12 + \frac{16}{2} \times 15,03\right)^2$$

$$I_y = 7474,84 \text{ cm}^4$$

$$f_{\max 2} = \frac{5 \times 6,767 \times 400^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 7474,84} = 0,17$$

$$f_{\max 1} + f_{\max 2} = 0,85 + 0,17 = 1,02 \text{ cm} \leq \frac{1}{250} = 0,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

### V.3.3.2.3 Vérification au cisaillement

$$G = G_{\text{IPE}} + G_T = 0,158 + (4,109 \times 1) = 4,27 \text{ kN / m}^2$$

$$G = 4,27 \text{ kN / m}^2$$

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

$$q_{\text{ulu}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35(4,27) + 1,5(1) = 9,51 \text{ kN / m}^2$$

$$q_{\text{ulu}} = 9,51 \text{ kN / m}^2$$

### V.3.3.2.4 Vérification de résistance (effort tranchant)

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

$$V_{\text{sd}} = \frac{q l}{2} = \frac{9,51 \times 4}{2} = 19,02 \text{ kN}$$

$$V_{\text{pl,rd}} = \frac{A_{\text{vz}} \times f_y}{\gamma_{\text{mo}} \times \sqrt{3}} = \frac{9,66 \times 235 \times 10^2}{1,1 \times \sqrt{3}} = 119,149 \text{ kN}$$

$$V_{\text{pl,rd}} = 119,15 \text{ kN}$$

$$V_{\text{sd}} = 19,02 \text{ kN} \leq V_{\text{pl,rd}} = 119,15 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

### V.3.3.2.5 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{pl,rd}}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{q l^2}{8} = \frac{9,51 \times 4^2}{8} = 23,78 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{pl,rd}} = \frac{W_{\text{ply}} \times f_y}{\gamma_{\text{mo}}} = \frac{124 \times 235}{1,1} = 2649,09 \text{ N.m}^2$$

$$M_{\text{pl,rd}} = 26,49 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 19,02 \text{ KN.m} \leq M_{pl,rd} = 26,49 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

Le profilé IPE160 répond à toutes les conditions de CCM97 [05] concernant la vérification de Résistance et la vérification de la flèche.

Vu que la charge et la longueur du plancher courant sont les mêmes avec le plancher terrasse, nous allons prendre les mêmes profilés que le plancher terrasse.

La procédure de calcul des solives pour l'étage courant est la même

### V.3.4 Pré-dimensionnement des poutres porteuses (poutre principale)

#### V.3.4.1 Introduction :

Les poutres principales font parties des éléments principaux de toute structure. Leur rôle consiste à supporter le poids des solives du plancher et les surcharges d'exploitation puis transmettre cette charge aux poteaux.

#### V.3.4.2 Poutre principale plancher terrasse

$$G_{\text{Plancher}} = 665,9 \text{ daN/ m}^2 = 6,659 \text{ kN/ m}^2 = 6,659 \times 3,5 = 23,31 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{Plancher}} = 23,31 \text{ KN/ml}$$

$$S_{\text{Plancher}} = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{solive(ipe160)}} = 0.158/1 \times 3,5 = 0,553 \text{ kN/ml}$$

$$N = 0,43 \text{ kN/m}^2$$

Entre axe de la poutre est de 3,5 m.

Longueur de la poutre égale à 6m

#### Chargement

$$G_{\text{plancher}} = 23,31 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{solive(ipe160)}} = 0,553 \text{ KN/ml}$$

$$G_T = G_{\text{plancher}} + G_{\text{solive(ipe160)}} = 23,31 + 0,553 = 23,86 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2 = 1 \times 3,5 = 3,5 \text{ kN/ml}$$

$$Q_T = (1+0,43)(4+3/2) = 1,43 \times 3,5 = 5,005 \text{ kN/ml}$$

$$Q_T = 5,005 \text{ kN/ml}$$

$$q = Q_{\text{ELS}} + Q_{\text{IPE330}} = 28,8 + 0,491 = 29,3$$

$$\text{Pondérée ELU : } 1.35G + 1.5Q = 1.35(23,86) + 1.5(5.005) = 39,72 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Non pondéré ELS : } G + Q = 23,86 + 5.005 = 28,86 \text{ kN/ml}$$

### V.3.4.3 Vérification à la flèche

$$f_{\text{max}} \leq \bar{f}_{\text{adm}}$$

$$\bar{f}_{\text{adm}} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$f_{\text{max}} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 28,86 \times 10^{-2} \times 600^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^4} = 9662,9 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

On prend un IPE 330 avec les caractéristiques suivantes :

IPE 330	Dimension											
	A	P (kg/m)	B (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	r (mm)	d (mm)	W <sub>ply</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>plz</sub> (cm <sup>3</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	t <sub>f</sub> (mm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )
	330	49,1	160	7,5	18	271	1019	154	62,6	11,5	11770	788

Tableau V.5 : Caractéristique du profilé IPE 330 pour les poutres principales plancher terrasse

$$Q = 28,83 + 0,491 = 29,3$$

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 0,293 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 11770} = 0,8 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 0,8 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \leq \bar{f}_{\text{adm}} = \frac{1}{250} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

### V.3.4.4 Vérification au cisaillement

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

$$G = G_{\text{IPE}} + G_{\text{T}} = 0,491 + 23,86 = 24,35$$

$$G = 24,35 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{ulu}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35(24,35) + 1,5(5) = 40,37 \text{ kN/ml}$$

$$V_{\text{sd}} = \frac{ql}{2} = \frac{40,37 \times 6}{2} = 121,11 \text{ KN}$$

$$V_{\text{sd}} = 121,11 \text{ KN}$$

$$V_{\text{pl,z,rd}} = \frac{A_{\text{vz}} \times f_y}{\gamma_{\text{mo}} \times \sqrt{3}} = \frac{35,1 \times 235 \times 10^2}{1,1 \times \sqrt{3}} = 4329,34 \text{ kN}$$

$$V_{\text{pl,z,rd}} = 4329,34 \text{ kN}$$

$$V_{\text{sd}} \leq V_{\text{pl,z,rd}} \quad \text{Condition vérifié}$$

### V.3.4.5 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{pl,rd}}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{40,37 \times 6^2}{8} = 181,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{pl,rd}} = \frac{W_{\text{ply}} \times f_y}{\gamma_{\text{mo}}} = \frac{1019 \times 235}{1,1} = 217,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{pl,rd}} = 217,69 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{pl,rd}} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

### V.3.5 Poutre principale plancher étage courant

$$G_{\text{Plancher}} = 410,9 \text{ daN/ m}^2 = 4,109 \text{ kN/ m}^2 \times 3,5 = 14,38 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{Plancher}} = 14,38 \text{ KN/ml}$$

$$S_{\text{Plancher}} = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

$$S_{\text{Plancher}} = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{solive(ipe160)}} = 0,158/1 \times 3,5 = 0,553 \text{ kN/ml}$$

$$N = 0,43 \text{ kN/m}^2$$

Entre axe de la poutre est de 3,5 m.

Longueur de la poutre égale à 6m

#### V.3.5.1 Chargement

$$G_{\text{plancher}} = 14,33 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{solive(ipe160)}} = 0,553 \text{ KN/ml}$$

$$G_T = G_{\text{plancher}} + G_{\text{solive(ipe160)}} = 14,33 + 0,158 \times 3,5 = 14,93 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 = 2,5 \times 3,5 = 8,75 \text{ kN/ml}$$

$$Q_T = 8,75 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Pondérée ELU : } 1,35G + 1,5Q = 1,35(14,93) + 1,5(8,75) = 33,28 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Non pondéré ELS : } G + Q = 14,93 + 8,75 = 23,68 \text{ kN/ml}$$

#### V.3.5.2 Vérification à la flèche

$$f_{\text{max}} \leq \bar{f}_{\text{adm}}$$

$$\bar{f}_{\text{adm}} = \frac{1}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$f_{\text{max}} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 23,68 \times 10^{-2} \times 600^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^4} = 7928,57 \times 10^4 \text{ mm}^4 = 7928,57 \text{ cm}^4$$

On prend un IPE 300 avec les caractéristiques suivantes :

IPE 300	Dimension											
	H (mm)	P (kg/m)	B (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	r (mm)	d (mm)	W <sub>ply</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>plz</sub> (cm <sup>3</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	t <sub>r</sub> (mm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )
	300	42,2	150	7,1	15	248,6	628	125	53,8	10,7	8356	604

Tableau V.6 : Caractéristique du profilé IPE 300 pour les poutres principales plancher étage courant

$$q_{ELS} = 0,42$$

$$q_{ELS} = 0,42 + 23,68 = 24,1 \text{ KN/ml}$$

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 24,1 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 8356} = 2,31 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 2,31 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \leq \bar{f}_{adm} = \frac{1}{250} = 2,4 \dots \dots \dots \text{ vérifié}$$

### V.3.5.3 Vérification au cisaillement

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

$$G = G_{IPE} + G_T = 0,42 + 14,93 = 15,35$$

$$G = 15,35 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ulu} = 1,35G + 1,5Q = 1,35(15,35) + 1,5(8,75) = 33,85 \text{ kN/ml}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{33,85 \times 6}{2} = 101,55 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 101,55 \text{ Kn}$$

$$V_{pl,z,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{mo} \times \sqrt{3}} = \frac{25,7 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 3169,9 \text{ kN}$$

$$V_{pl,z,rd} = 3169,9 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,z,rd} \quad \text{Condition vérifié}$$

### V.3.5.4 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{33785 \times 6^2}{8} = 152,33 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{628 \times 235}{1,1} \times 10^{-2} = 1341,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 1341,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

### V.3.6 Pré-dimensionnement des poutres secondaire

Dans notre structure les poutres secondaires on le même rôle que les solives Avec une entraxe inférieure donc on opte pour des profilée avec les mêmes caractéristiques que ceux des solives.

### V.3.7 Pré-dimensionnement du poteau

#### V.3.7.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux qui font partie des composant Principaux de la structure.

Leurs rôles principaux consistent à reprendre les charges des plancher et poutres puis le transmettre aux fondation. Ces éléments travaillent en compression est sont généralement en profilée lamine de type HEA ou HEB pour des critères de résistances.

Afin de déterminer la section adéquate on utilise la règle empirique pour les Profile lamine qui est la suivante :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \leq 50 \quad \text{On considère au préalable une structure souple ainsi, on prend } l_f = h_{\text{poteau}}$$

$$i_y \geq \frac{h}{50} = \frac{343,5 \times 1}{50} = 6,87 \text{ cm}$$

$$i_y = 6,87 \text{ cm}$$

On opte pour HEA 260 avec pour rayon de giration  $i_y = 10,97\text{cm}$ .

Désign	Poids	section	dimension					Caractéristiques					
	P kg /m	A mm <sup>2</sup>	H (mm)	r (mm)	b (mm)	Tf(mm)	Tw (mm)	Iy mm <sup>4</sup>	Iz mm <sup>4</sup>	Wply mm <sup>3</sup>	Wplz mm <sup>3</sup>	iy mm	iz mm
Valeurs	68,2	8680	250	24	260	12,5	7,5	10450 ×10 <sup>4</sup>	3668 ×10 <sup>4</sup>	919,8 ×10 <sup>3</sup>	430,2 ×10 <sup>3</sup>	10,97	6,50

Tableau V.7 : Caractéristique du profilé HEA260 pour les poteaux

### V.3.7.2 Vérification du poteau

#### ➤ Calcul des charges pour les différent plancher

##### V.3.7.2.1 Plancher terrasse

- La surface revenant au poteau le plus solliciter :  $5,05 \times 3,5 = 17,67\text{m}^2$
- Poids des solives :  $G_s = 0,158 \times 3,5 = 0,553 \text{ kN}$
- poids des poutres principale :  $G_{pp} = 0,481 \times 5,05 = 2,42\text{kN}$
- poids du poteau :  $G_{pot} = 0,682 \times 3,435 = 2,34 \text{ kN}$
- poids du plancher terrasse :  $G_t = 6,659 \times 17,67 = 117,66 \text{ kN}$
- charge de la neige :  $S = 0,43 \times 17,67 = 7,6 \text{ kN}$
- charge d'exploitation de la terrasse :  $Q = 1 \times 17,67 = 17,67 \text{ kN}$

##### V.3.7.2.2 Plancher étage courant

- La surface revenant au poteau le plus solliciter :  $5,05 \times 3,5 = 17,67 \text{ m}^2$
- Poids des solives :  $G_{s_{ipe}} = 0,158 \times \frac{3+4}{2} = 0,553 \text{ kn}$
- poids des poutres principale :  $G_{pp.Ec} = 0,42 \times 5,05 = 2,12\text{kn}$
- poids du poteau :  $G_{pot} = 0,682 \times 3,435 = 2,34 \text{ kn}$
- poids du plancher étage courant :  $G_{Ec} = 4,109 \times 17,67 = 72,6\text{kn}$

- Charge d'exploitation de l'étage courant  
(bureautique) :  $Q = 2.5 \times 17,67 = 44,18\text{Kn}$

	<b>G solive</b>	<b>G plancher</b>	<b>G poteaux</b>	<b>G poutre</b>	<b>G totale</b>	<b>G cumule</b>	<b>Qi</b>	<b>Q cumule</b>	<b>N<sub>sd</sub></b>	<b>Profile Adapte</b>
<b>Terrasse</b>	0,553	117,8	2.34	2.42	122,97	122,97	17,67	17,67	140,64	HEA260
<b>Etage 3</b>	0,553	72,6	2.34	2.12	77,61	200,58	61,85	61,85	262,43	HEA260
<b>Etage 2</b>	0,553	72,6	2.34	2.12	77,61	278,19	106,03	106,03	384,22	HEA260
<b>Etage1</b>	0,553	72,6	2.34	2.12	77,61	355,8	150,21	150,21	506,01	HEA260
<b>RDC</b>	0,553	72,6	2.34	2.12	77,61	433,41	194,39	194,39	641,94	HEA260

Tableau V.8 : les charges pour les différents plancher.

## Résultat

$$N_{sd \max} = 641,94 \text{ kN}$$

### V.3.7.3 Calcul des élancements moyens $\lambda_y$ et $\lambda_z$

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

$$\text{et } l_f = 343,5 \times 0,5 = 171,75 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{171,75}{10,97} = 15,66 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{171,75}{6,5} = 26,42 \text{ cm}$$

### V.3.7.4 Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$$

$$\lambda = 93,9\varepsilon \rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{15,66}{93,9} = 0,17$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{26,42}{93,9} = 0,28$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \bar{\lambda}_z = 0,28 > 0,2 \text{ (il y'arisque de flambement)}$$

### V.3.7.5 Vérification du risque de flambement

$$N_{sd} < N_{brd} = X_{\min} \times \beta_A \times \frac{A_x \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Détermination de  $X_{\min}$  :

$$\frac{h}{b} = \frac{250}{260} = 0,961 \leq 1,2$$

$$t_f = 12,5 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \dots$$

Courbe b pour l'axe y-y qui nous donne 1,000

Courbe c pour l'axe z-z qui nous donne.

Donc :

$$N_{brd} = X_{\min} \times \beta_A \times \frac{A_x \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,9593 \times 1 \times \frac{8680 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} \text{ kN}$$

$$N_{brd} = 1778,89 \text{ kN}$$

**On a bien :**  $N_{sd} = 627,8 \text{ kN} < N_{brd}$  condition vérifiée.

## V.4 Conclusion

Tableau V.9 : Récapitulatif des éléments trouver à partir du pré-dimensionnement.

Eléments	Emplacement	Profilé
Solives	Terrasse	IPE 160
	Bureaux	IPE 160
Poutre secondaire	Terrasse	IPE 160
	Bureaux	IPE 160
Poutres principaux	Terrasse	IPE 330
	Bureaux	IPE 300
Poteaux	Bureaux	HEA 260



## VI.1 Introduction

Les planchers mixtes sont basés sur un principe très simple, l'association de deux matériaux. Le béton est un matériau extrêmement résistant à la compression mais très cassant en traction. L'acier est un matériau très résistant en traction et la combinaison des deux matériaux est extrêmement performante.

Les plancher mixte (acier /béton), est le plus répandu dans les constructions de planchers d'immeubles de bureaux d'entrepôts, de mezzanines, etc ... Deux cas de figure sont possibles.

**La dalle B.A non collaborant :** elle n'est pas liaisonnée avec l'ossature porteuse en acier, et ne participe donc pas, de ce fait, à l'inertie globale du plancher. La dalle constitue, dans ce cas, une charge permanente pour l'ossature porteuse, qui est pénalisante du fait de son poids élevé.

**La dalle en B.A collaborant :** elle participe à l'inertie globale du plancher, ce qui impose qu'elle soit parfaitement liaisonnée avec la structure porteuse. Pour cela, il faut prévoir des dispositifs de liaison (connecteurs), à l'interface acier/béton, qui solidarisent dalle et poutres entre elles et s'opposent à leur glissement mutuel.

Les planchers mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement, nous allons développer la méthode de calculs de ce type de plancher

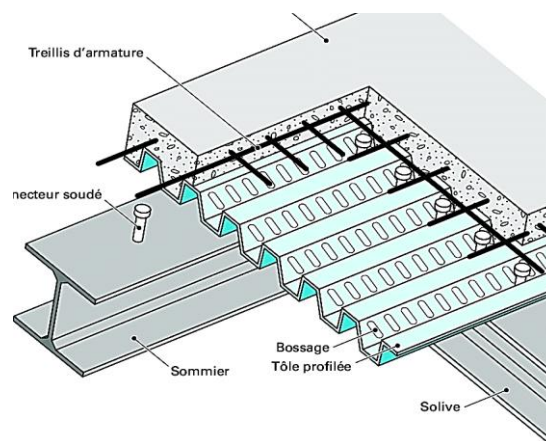


Figure VI.1 : Plancher mixte de dalle collaborant

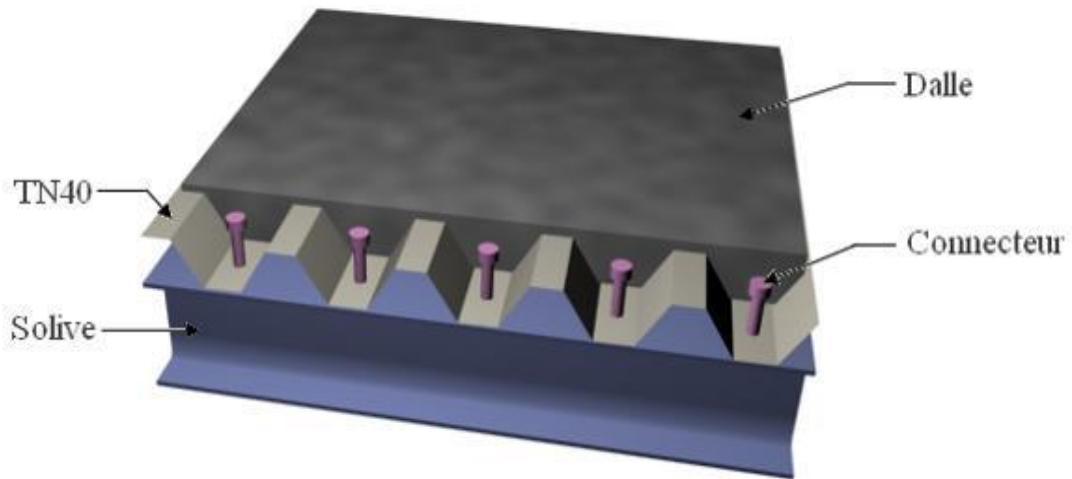


Figure VI.2 : Eléments constructifs plancher mixte

### VI.2 Les avantages d'un plancher collaborant

- Elément préfabriqués légers
- Volume de béton nécessaire moins élevé
- Rapidité d'exécution
- Hauteur de plancher réduite, donc gain d'espace
- Pas de processus de décoffrage
- Conception flexible.

Tableau VI.1: Avantage et inconvénient

	<b>Poutre acier</b>	<b>Bac acier</b>
<b>Isolation thermique</b>	Ajout d'isolant nécessaire mais simple	Ajout d'isolant nécessaire mais simple
<b>Isolation phonique</b>	Moyenne	Moyenne
<b>Charges admissibles</b>	Très fortes charges	Fortes charges
<b>Portée maximale</b>	7/8 m	5/6 m
<b>Mise en œuvre</b>	Manutention complexe	Manutention aisée et découpe aisée
<b>Utilisation</b>	Tous types de planchers	Tous types de planchers
<b>Résistance au feu</b>	Mauvaise	Bonne

### VI.3 Dimensionnement

Afin de mener à bien l'étude il est obligatoire de faire une section transversale dans le plancher.

La liaison entre l'acier et le béton est rigides est sont reliés avec des connecteurs.

Tableau VI.2 : Dimensionnement du bac d'acier.

Hauteur des nervures (mm)	Nombre de nervures par bac	Espacement des nervures (mm)	Larguer utile du bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids kNm <sup>2</sup>
40	5	250	1000	0,5	15

### VI.4 Etude de plancher mixte à dalle collaborant

L'étude de ce type de plancher ce fait par deux vérification :

- Vérification au stade de montage
- Vérification au stade définitif.

### VI.5 Etude des solives

#### VI.5.1 Plancher étage courant

##### VI.5.1.1 Vérification au Stade de montage (avant la prise du béton)

Le stade de montage correspond au moment de bétonnage de l dalle, quand le béton n'a pas encore fait prise. Les vérifications a l'ELU et l'ELS doivent être effectuées pour la poutre métallique qui seule assure la résistance.

## VI.5.1.2 Évaluation des charges

Tableau VI.3 : évaluation des charges au stade de montage.

<b>charges</b>	<b>Charges Permanente</b>	Poids propre solive..... $G_s= 15,8$ daN/ml	$G=320,7$ daN/ml
		Poids de la tôle..... $G_s=4,9 \times 1 = 4,9$ daN/m	
		Poids propre de la dalle $G_d= 0.12 \times 2500 \times 1 = 300$ daN/ml	
	<b>Exploitation</b>	Charge d'exploitation..... $S= 100$ daN/ml	$S = 100$ daN/ml
<b>combinations</b>	<b>ELU</b>	$Q_u= 1.35(G)+1.5(Q)$	$Q_u = 582,9$
	<b>ELS</b>	$Q_s=G+Q$	$Q_s = 328,8$

## VI.5.1.3 Vérification à la résistance

La vérification à la résistance à ce stade se fait avec les charges définies précédemment avec un calcul élastique afin d'éviter une plastification de l'acier, qui entrainerait des déformations importantes.

## Détermination de la classe de la section IPE160

-Semelle comprimée :

$$B= 82\text{mm}$$

$$t_f = 7,4\text{mm}$$

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

$$c/t_f = 5,54\text{mm} < 9\varepsilon = 9 \quad \text{la semelle de classe 01.}$$

-Ame fléchi :  $d=h-(2(t_f+r))$

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

$$T_w = 5.3$$

$d/t_w = 25,44 \text{ mm} < 72\varepsilon = 72 \dots \dots$  la semelle est de classe 01.

La section globale est de classe 01, le calcul se fait dans le domaine plastique.

**VI.5.1.4 Vérification à l'effort tranchant**

La condition à vérifier est  $V_{sd} < V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} :$$

La valeur de calcul de l'effort tranchant dans la section .

$$V_{sd} = \frac{582,9 \times 4}{2} = 1165,8 \text{ daN} = 11,65 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} : \text{ La résistance plastique au cisaillement de la section}$$

$$V_{plrd} = \frac{6,62 \times 23,5 \times 10^2}{1,1 \times \sqrt{3}} = 8165,31 \text{ daN} = 81,65 \text{ KN}$$

$A_{Vz}$  = Aire de cisaillement de la section

$$A_v = A - (2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f) = 6,62 \text{ cm}^2$$

$V_{sd} < V_{plrd}$  condition vérifiée.

**VI.5.1.5 Vérification au moment fléchissant**

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

$M_{sd}$  : La valeur de calcul du moment fléchissant de la section.

$M_{plrd}$  : Le moment de résistance plastique de la section.

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{582,9 \times 4^2}{8} = 1187,8 \text{ daNm}$$

$$M_{plrd} = \frac{F_y \times w_{plrd}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 124}{1,1} = 26490,9 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} < M_{plrd}$  **Condition vérifiée**

**VI.5.1.6 Vérification de la résistance à L'ELS**

$$f_{max1} = \frac{5ql^4}{384Ei} \text{ et } f_{adm} = \frac{1}{250} (\text{plancher en générale}) = \frac{400}{250} = 1,6 \text{ cm}$$

$$f_{max1} = \frac{5 \times 3,207 \times 400^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 869} = 0,6 \text{ cm}$$

$f_{max1} = 0,6 \text{ cm} < f_{adm} = 1,6 \text{ cm}$       ok

**VI.5.1.7 Vérification au déversement**

Notre plancher est collaborant la tôle soudée sur les solives joues le rôle d'appuis latérale ce qui empêche le déversement

**VI.5.2 Vérification au Stade final**

**VI.5.2.1 Evaluation des charges**

Tableau VI.4 : évaluation des charges au stade final.

<b>Charges</b>	<b>Charges permanente</b>	Revêtement en carrelage (2cm) = 40daN/m <sup>2</sup>	G=426,7daN/ m <sup>2</sup>
		Mortier de pose (2cm) = 40daN/m <sup>2</sup>	
		Isolation thermique (4cm) = 16daN/m <sup>2</sup>	
		Poids de la dalle ep (12cm) = 300daN/m <sup>2</sup>	
		TN 40 =4,9 daN/m <sup>2</sup>	
		Faux plafond =10 daN/m <sup>2</sup>	
		Poids de la solive =15,8 daN/m <sup>2</sup>	
	<b>Exploitation</b>	Charge d'exploitation .....Q=250 daN/m <sup>2</sup>	Q=250 daN/m <sup>2</sup>
	<b>ELU</b>	$Q_u = 1.35(G)+1.5(Q)$	$Q_u = 951,045 \text{ daN/m}^2$
	<b>ELS</b>	$Q_s = G+Q$	$Q_s = 676,7 \text{ daN/m}^2$

**VI.5.2.2 Caractéristique du plancher mixtes**

a) Calcul de la largeur participante de la dalle en béton (beff )

$beff = \min ( 2L_0/8 ; e )$

On a :  $L_0 = L$  de la longueur de la solive

$$L_0 = l = 4$$

$$b_{eff} = \min (2L_0/8; e)$$

On a :  $L_0 = L$  de la longueur de la solive

$$L_0 = l = 4$$

$$B_{eff} = \min (2L_0/8; e)$$

$$b_{eff} = \min ( 1 ; 1 )$$

$$b_{eff} = 1 \text{ m}$$

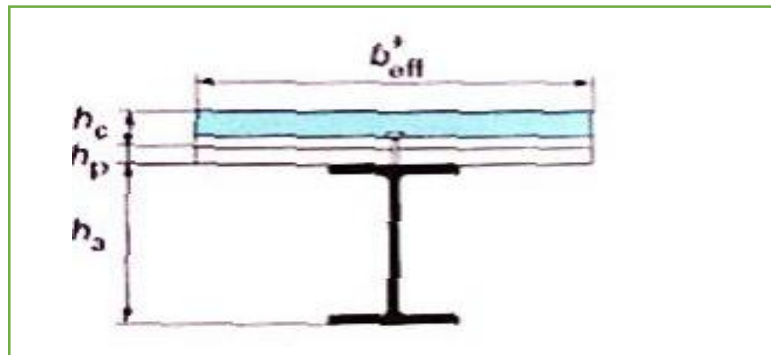


Figure VI.3 : La largeur participante de la dalle en béton

### b) Calcul de la section équivalente acier-béton :

Il convient d'exprimer les propriétés élastiques d'une section transversale mixte comme celle d'une section transversale équivalente en acier en divisant la contribution de la partie en béton B par un coefficient d'équivalence n :

$$S = A + B/n.$$

Avec :

- A : section de l'IPE 160 = 20,1 cm<sup>2</sup>
- B section de la dalle en béton : 12\*100=1200 cm<sup>2</sup>
- N coefficient d'équivalence

$$n = \frac{E_a}{E_B} = \frac{2,1 \times 10^6}{1,4 \times 10^5} = 15$$

- $S = 20,1 + \frac{1200}{15} = 100,1 \text{ cm}$

### VI.5.2.3 Vérification à L'ELU

#### VI.5.2.3.1 Vérification à l'effort tranchant

La condition à vérifier est  $V_{sd} < V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{951,045 \times 4}{2} = 1902,09 \text{ daN} = 19,02 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{6,62 \times 23,5 \times 10^2}{1,1 \times \sqrt{3}} = 8165,31 \text{ daN} = 81,65 \text{ kN}$$

$V_{sd} < V_{plrd}$  condition vérifiée.

#### VI.5.2.3.2 Vérification Fa cation au moment fléchissant

$M_{sd} < M_{plrd}$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{951,045 \times 4^2}{8}$$

$$M_{sd} = 1902,09 \text{ daN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{F_y \times w_{plrd}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 124}{1,1} = 26490,9 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} < M_{plrd}$  **Condition vérifiée**

#### VI.5.2.3.3 Calcul de l'axe neutre plastique z

##### -Résistance de la section en acier

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{20,1 \times 23,5 \times 10^2}{1,1} = 42940,9 \text{ daN} = 429,409 \text{ KN}$$

$F_a$  : Résistance plastique du profilé en traction.

##### -Résistance de la section du béton

$$F_b = \frac{0,85 \times h_c \times b_{\text{eff}} \times F_{ck}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 11,4 \times 0,8 \times 250}{1,5} = 1292 \text{ KN}$$

$F_b$  : Résistance plastique de la dalle de compression.

$$H_c = 0,95 \times t = 0,95 \times 12 = 11,4 \text{ cm}$$

$$F_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$F_a < F_b$  : l'axe neutre plastique se situe dans le béton

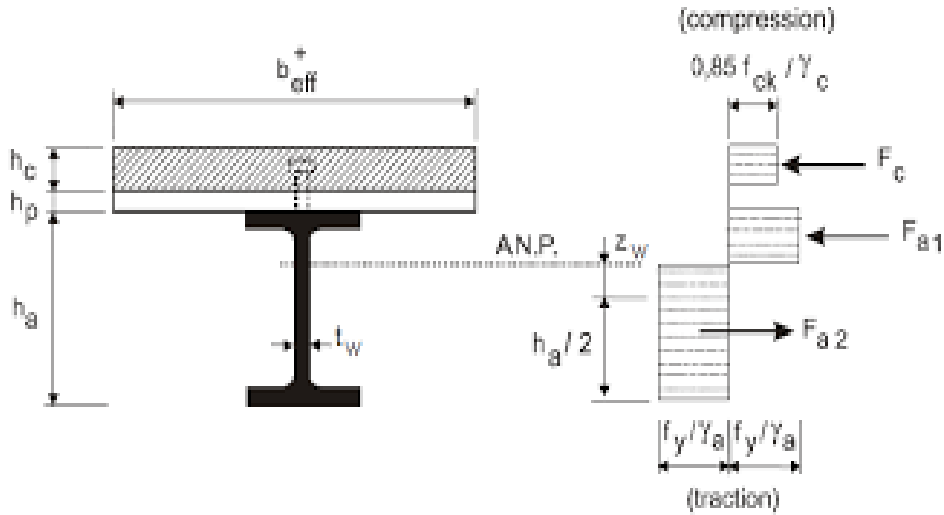


Figure VI.4 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre

Plastique dans la dalle.

D'où :

$$Z = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \div \frac{0,85 \times b_{eff} \times F_{CK}}{1,5} = 3,03 \text{ cm}$$

#### VI.5.2.3.4 Vérification du moment de résistance plastique

Dans le cas d'une flexion positive avec comme axe neutre située dans la dalle en béton

on applique la formule suivante :

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

$$h_c = 0,95 \times 120 = 114 \text{ mm}$$

$$M_{plyrd} = F_a \left( \frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right)$$

Avec :  $h_a$  : hauteur de profilé IPE160

$h_p$  : hauteur de tôle .

$h_c$  : épaisseur de la dalle.

$$M_{plyrd} = 42940,9 \left( \frac{0,160}{2} + 0,114 + 0,040 - \frac{0,0379}{2} \right)$$

$$M_{plyrd} = 9234,44 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} < M_{plyrd} \quad \text{Ok}$$

### VI.5.2.4 Vérification de la résistance à L'ELS

$$f_{\max 1} = \frac{5ql^4}{384Ei} \text{ et } f_{\text{adm}} = \frac{l}{250} \text{ (plancher en générale)}$$

- L : la portée de la solive.
- I : Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique
- E : module d'élasticité de l'acier

$$I_y = I_A + Ad^2 + \frac{I_b}{n} + \frac{b_{\text{eff}} \times h_c}{15} \times \left( \frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

Avec :

$I_a$ : inertie propre de l'IPE160 ;  $I_A = 869 \text{ cm}^4$

$h_c$  : hauteur de la dalle seul ;  $h_c = 80 \text{ cm}$

$$I_b: \text{ inertie de la section en béton : } I_B = \frac{b_{\text{eff}} \times h_c^3}{12} = \frac{100 \times 11,4^3}{12} = 12346,2 \text{ cm}^4$$

$d$  : distance du centre de gravité du profilé (GA) à l'axe neutre élastique qui sera

Calculé en égalisons les moments statiques de la dalle en béton et le profilé par rapport

à cet axe :

$$d = \frac{b_{\text{eff}} \times h_c}{n} \times \left( t + \frac{h}{2} \right) \div \left( A_a + \frac{b_{\text{eff}} \times h_c}{n} \right) = \frac{100 \times 11,4}{15} \times \left( 12 + \frac{16}{2} \right) \div \left( 20,1 + \frac{100 \times 11,4}{15} \right)$$

$$d = 15,82 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_y = 869 + 22,1 \times 1503^2 + (12346,2/15) + \left( \frac{100 \times 11,4}{12} \right) \times \left( 12 + \frac{16}{2} \times 15,03 \right)^2$$

$$I_y = 7474,84 \text{ cm}^4$$

$$f_{\max 2} = \frac{5 \times 6,767 \times 400^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 7474,84} = 0,1 \text{ cm}$$

$$f_1 + f_2 = 0,6 + 0,1 = 0,7 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 1,6 \text{ cm}$$

VI.5.3 Plancher terrasse :

VI.5.3.1 Evaluation des charges :

	<b>Charges Permanente</b>	Béton en forme de pente(10cm) ..... 220daN/m <sup>2</sup>	G=681,7 daN /m <sup>2</sup>
		Protection gravillon roule (5cm)...85 daN/m <sup>2</sup>	
		Isolation thermique (4cm)... 16 daN /m <sup>2</sup>	
		Poids de la dalle ep (12 cm)... 300 daN /m <sup>2</sup>	
		Etanchéités multicouche(5cm) 30 daN/m <sup>2</sup>	
		TN 40... .....4,9daN/m <sup>2</sup>	
		Faux plafond ..... 10 daN /m <sup>2</sup>	
		Poids de la solive... 15,8 daN /m <sup>2</sup>	
	<b>exploitation</b>	S ..... 100 daN /m <sup>2</sup>	S= 100daN /m <sup>2</sup>
	<b>Neige</b>	N..... 43daN/m <sup>2</sup>	N=43daN/m <sup>2</sup>
<b>combinaison</b>	<b>ELU</b>	$Q_u = 1.35(G) + 1.5(Q) + 1.5(N) \times 0.67$	1113,51daN/m <sup>2</sup>
	<b>ELS</b>	$Q_s = G + N + (Q \times 0.67)$	724,7daN /m <sup>2</sup>

Tableau VI.5 : évaluation des charges du plancher terrasse

VI.5.3.2 Vérification à L'ELU

VI.5.3.2.1 Vérification à l'effort tranchant

La condition à vérifier est  $V_{sd} < V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1113,51 \times 4}{2} = 2227,02 \text{ daN} = 22,27 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{6,62 \times 23,5 \times 10^2}{1,1 \times \sqrt{3}} = 8165,31 \text{ daN} = 81,65 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 22,27 \text{ kN} < V_{plrd}$  condition vérifiée.

### VI.5.3.2.2 Vérification au moment fléchissant

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1113,51 \times 4^2}{8} = 2227,02 \text{ daN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{F_y \times w_{plrd}}{y_{Mo}} = \frac{235 \times 124}{1,1} = 26490,9 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} < M_{plrd} \quad \text{Condition vérifier}$$

### VI.5.3.2.3 Vérification de la résistance à L'ELS

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384Ei} \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{l}{250} \text{ (plancher en générale) } = \frac{400}{250} = 1,6 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 7,24 \times 400^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 7474,84} = 0,15 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 0,15 < f_{adm} = \frac{l}{250} = 1,6 \text{ cm}$$

## VI.5.4 Phase d'exploitation

### - Calcul de la charge

$$G = 665,9 \text{ daN/m}^2 = 6,659 \text{ kN/m}^2$$

On a IPE160

$$Q = (q+g) \times e + G_{IPE160}$$

$$Q = (1+6,659) \times 1 + 0,158$$

$$Q = 7,817 \text{ KN/m}^2$$

### VI.5.4.1 Vérification la flèche

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384Ei} \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{l}{250} \text{ (plancher en générale) }$$

- L : la portée de la solive.
- I : Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique
- E : module d'élasticité de l'acier

$$I_y = I_A + Ad^2 + \frac{I_b}{n} + \frac{b_{\text{eff}} \times h_c}{15} \times \left( \frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

Avec :

$I_a$ : inertie propre de l'IPE160 ;  $I_A = 869 \text{ cm}^4$

$h_c$  : hauteur de la dalle seul ;  $h_c = 80 \text{ cm}$

$I_b$ : inertie de la section en béton :  $I_B = \frac{b_{\text{eff}} \times h_c^3}{12} = \frac{100 \times 11,4^3}{12} = 12346,2 \text{ cm}^4$

$d$  : distance du centre de gravité du profilé (GA) à l'axe neutre élastique qui sera

Calculé en égalisons les moments statiques de la dalle en béton et le profilé par rapport

à cet axe :

$$d = \frac{b_{\text{eff}} \times h_c}{n} \times \left( t + \frac{h}{2} \right) \div \left( A_a + \frac{b_{\text{eff}} \times h_c}{n} \right) = \frac{100 \times 11,4}{15} \times \left( 12 + \frac{16}{2} \right) \div \left( 20,1 + \frac{100 \times 11,4}{15} \right)$$

$$d = 15,82 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_y = 869 + 22,1 \times 1503^2 + \left( 12346, \frac{2}{15} \right) + \left( \frac{100 \times 11,4}{12} \right) \times \left( 12 + \frac{16}{2} \times 15,03 \right)^2$$

$$I_y = 7474,84 \text{ cm}^4$$

$$f_{\text{max}2} = \frac{5 \times 0,07817 \times 400^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 7474,84} = 0,16 \leq \frac{1}{250} = 1,6 \text{ cm}$$

$$f_{\text{max}1} + f_{\text{max}2} = 0,58 + 0,16 = 0,7 \leq \frac{1}{250} = 1,6 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

#### VI.5.4.2 Vérification au cisaillement

$$G = G_{\text{IPE160}} + G_T = 0,158 + 6,659 = 6,817 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 6,817 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35(6,817) + 1,5(1) = 10,70 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 10,70 \text{ KN/m}^2$$

#### VI.5.4.3 Vérification de résistance (effort tranchant)

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{10,70 \times 4}{2} = 21,41 \text{ KN}$$

$$V_{pl,z,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{9,66 \times 235 \times 10^2}{1,1 \times \sqrt{3}} = 119,149 \text{ KN}$$

$$V_{pl,z,rd} = 119,15 \text{ KN}$$

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

#### VI.5.4.4 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{10,70 \times 4^2}{8} = 21,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{124 \times 235}{1,1} = 2649,09 \text{ N.m}^2$$

$$M_{pl,rd} = 26,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 21,4 \text{ KN.m} \leq M_{pl,rd} = 26,49 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

Le profilé IPE160 répond à toutes les conditions de CCM97 [05] concernant la vérification de Résistance et la vérification de la flèche.

## VI.6 Calcul de la connexion Acier-béton

Les structures mixtes acier – béton combinent les qualités mécaniques de l'acier sa résistance et sa ductilité avec celles du béton sa rigidité et sa résistance à la compression. Cette synergie permet de concevoir des ouvrages plus légers, plus économiques et plus performants. Toutefois, pour assurer le bon comportement de l'ensemble, une liaison efficace entre les deux matériaux est essentielle. Cette connexion, généralement assurée par des dispositifs comme les goujons d'ancrage, doit garantir le transfert des efforts (notamment des efforts de cisaillement) entre l'acier et le béton. Le calcul de cette connexion est donc une étape cruciale dans la conception des structures mixtes, car elle influence directement la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Ce travail vise à présenter les principes fondamentaux du calcul des connexions acier – béton, les méthodes courantes utilisées, ainsi que les normes qui régissent cette pratique.

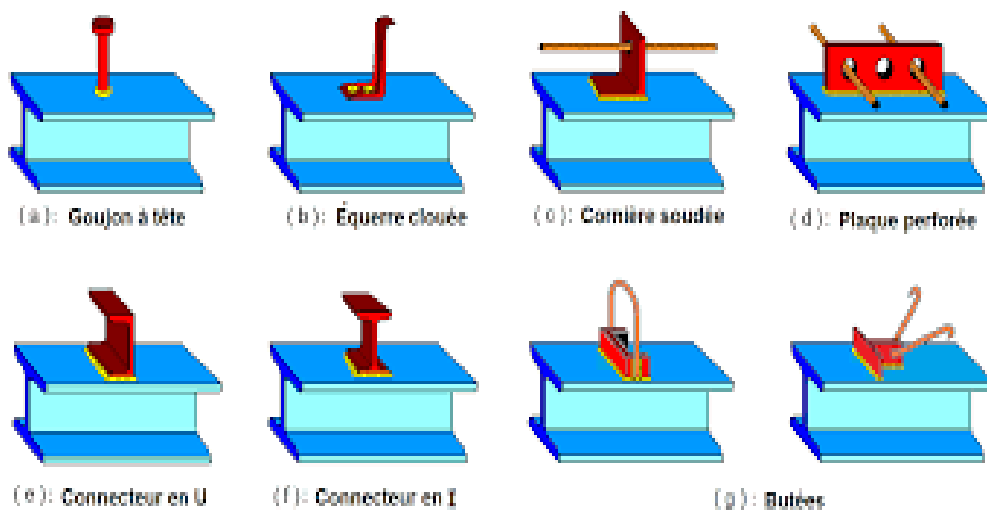


Figure VI.5 : Types de connecteurs utilisés dans les poutres mixtes

### a) Les types de connecteurs :

Les connecteurs peuvent être classés en plusieurs catégories :

**1.Équerres en acier façonné à froid :** il s'agit de connecteurs souples, fixés sur la poutre métallique par clouage au pistolet, ils sont utilisés exclusivement pour les poutres mixtes de bâtiments.

**2.Butées :** il s'agit de connecteurs rigides, soudés sur la poutre métallique.

**3. Goujons à tête :** il s'agit de connecteurs souples, soudés sur la poutre métallique avec un pistolet électrique (soudage par résistance) ou plus rarement à l'électrode. L'emploi des goujons à tête est cependant le plus courant grâce à sa facilité et sa rapidité de pose.

De plus ces connecteurs ont l'avantage de présenter la même résistance dans toutes les directions. Ils permettent également une bonne redistribution de l'effort rasant en raison de leur flexibilité.

**b) Choix des dimensions des connecteurs Selon l'EUROCODE :**

Les connecteurs ont pour rôle principale de transmettre l'effort de cisaillement longitudinale venant de l'interaction entre la dalle en béton et la poutre en acier.

Le bourrelet doit présenter une forme régulière et une fusion sans défaut avec le fut du goujon.

Pour ce qui s'agit des dimensions le diamètre ne doit pas être inférieure à **1.25 d**, la hauteur moyenne ne doit pas être inférieure à **0.20 d** et la hauteur minimale supérieure à **0.15 d**.

Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête du goujon soit d'un diamètre d'au moins **1.5d** et d'une hauteur de plus de **0.4d**, où 'd' représente le diamètre du fut du goujon.

On adopte comme connecteur des goujons à tête ductiles, de hauteur **hg=90** mm et de diamètre de fut **d= 16 mm**.



*Figure VI.6 : Goujons d'ancrage M16 x 90 mm*



*Figure VI.7 : Goujons d'ancrage acier-béton*

**c) Calcul du nombre de connecteur n**

Les sections transversales sont de classe 1, on utilise une connexion partielle.

On doit alors déterminer le nombre de connecteurs à l'aide d'une théorie de connexion partielle tenant de la capacité de déformation des connecteurs.

$$n \geq \frac{V_l}{P_{rd}}$$

- $V_l$  : l'effort totale de cisaillement longitudinale de calcul.
- $P_{rd}$  : la résistance de calcul d'un connecteur.

**d) Calcul de la résistance d'un connecteur**

IL convient de déterminer la résistance de calcul au cisaillement d'un goujon à tête soudé automatiquement avec un bourrelet normal à partir de l'une des formules ci-après :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{rd1} = 0,8 \times f_u \times \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} \\ P_{rd2} = 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{F_{ck} \times E_{cm} \times 1/\gamma_v} \end{array} \right.$$

Avec :

- $D = 16 \text{ mm}$  : le diamètre du fut du goujon
- $F_u = 430 \text{ MPA}$  : la résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.  $M^{elle}$
- $F_{ck} = 25 \text{ MPA}$  résistance caractéristique sur cylindre du béton a l'âge considère.
- $H_g = 90 \text{ mm}$  hauteur du goujon.
- $H_g/d = 90/16 = 5.62 > 4$  donc  $\alpha = 1$ .
- $\gamma_v = 1.25$  coefficient de sécurité des connecteurs a l'ELU

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{rd1} = 0,8 \times 430 \times \frac{\pi 16^2}{4 \times 1,25} = 55332,243 \text{ N} \\ P_{rd2} = 0,29 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 31478 \times 1/1,25} = 52685,089 \text{ N} \end{array} \right.$$

D'où :  $P_{rd} = P_{rd}(2) = 52685,89 \text{ N}$

## e) calcul de l'effort de cisaillement longitudinale (l'effort rasant)

$$V_1 = F_{ck}$$

$$F_{Cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{15,8 \times 235 \times 10^2}{1,1} = 337545,5 \text{ N} \\ 0,85 \times \left( \frac{F_{ck}}{\gamma_s} \right) \times b_{eff} \times h_c = 0,85 \times \left( \frac{25}{1,15} \right) \times 1000 \times 114 = 1011130,43 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$F_{Cf} = 337545,5$$

Aa: aire de l'élément structural IPE160 = 20.1 cm

$F_Y$  : 235MPa

$\gamma_a$  : coefficient de sécurité pour l'acier soit 1.1

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité pour le béton soit 1.5

$\gamma_s$ : coefficient de sécurité pour le ferrailage soit 1.15

$F_{ck} = 25$  Mpa : la résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré

D'où :

$$P_{rd} = 52685,89 \text{ N}$$

$$n = \frac{337545,5}{52685,89} = 6,5$$

On opte pour  $n = 7$  goujons donc **7 connecteurs** pour l/2 et **14 connecteurs** pour l.

## g) Calcul de l'espacement entre goujons (EC 4 6.1.3)

Le nombre de connecteur 'n' est uniformément répartie sur une longueur critique  $L_{cr}$ . La longueur critique représente la distance entre deux section transversale critique qui comprennent une section de moment fléchissant maximum et une section d'appuis.

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives

Donc :

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = 4000/2 = 2000 \text{ mm}$$

Par unité de longueur, l'effort rasant est de :

$$V = \frac{V_1}{L_{cr}} = \frac{337545,5}{2000} = 168,77 = 16,8 \text{ N/mm}$$

$$S = \frac{L_{cr}}{n} = \frac{L}{2n} = \frac{4000}{2 \times 7} = 28,57 \text{ cm}$$

$$S = e = 28,57 = 29 \text{ cm}$$

En choisissant un espacement de 29cm entre les connecteurs et 31cm aux extrémités, on aura :

$$[(29 \times 16) + (31 \times 2)] = 526 \text{ cm}$$

Donc, les connecteurs dont les dimensions : diamètre du fût  $d=16\text{mm}$ , hauteur  $h=90\text{mm}$ ; espacés de 29cm entre eux uniformément réparties sur toute la longueur des Solives, sont disposés pour solidariser la dalle avec les solives.

## VI.7 Etude des poutres principales

### VI.7.1 Vérification au stade de montage (Avant la prise du béton)

#### VI.7.1.1 Calcul de la réaction des poutres principale sur les solives

C'est l'action des solives au niveau des poutres maitresse,  $R_s$  est calculée par la

Formule suivante :

$$R_s = q_{sd} \times \left( \frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2} \right)$$

Avec :  $L_1 = 4\text{m}$  et  $L_2 = 3\text{m}$  longueur de deux solives consécutives (on choisira les deux portées les plus longues)

Tableau VI.6 : la réaction des poutres principale sur les solives au stade de montage.

	$Q_{sd}(\text{daN/m})$	$R_s(\text{daN})$	$Q_{eq} = R_s/e$
<b>ELS</b>	320,7	1122,45	1122,45
<b>ELU</b>	582,9	2040,15	2040,15

#### VI.7.1.2 Vérification à L'ELU

##### VI.7.1.2.1 Vérification à l'effort tranchant

La condition à vérifier est  $V_{sd} < V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{2040,15 \times 6}{2} = 6120,45 \text{ daN} = 61,2\text{KN}$$

$$A_v = A - (2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f) = 62,6 \times 10^2 - (2 \times 160 \times 11,5) + (7,5 + 2 \times 18) \times 11,5 = 2079,75\text{mm}^2$$

$$A_v = 20,79 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{plrd}} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{20,79 \times 23,5 \times 10^2}{1,1 \times \sqrt{3}} = 25646,45 \text{ daN} = 256,46 \text{ kN}$$

$$V_{\text{sd}} = 61,20 \text{ kN} < V_{\text{plrd}} \quad \text{condition vérifiée.}$$

#### VI.7.1.2.2 Vérification au moment fléchissant

$$M_{\text{sd}} < M_{\text{plrd}}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{2040,15 \times 6^2}{8} = 9180,675 \text{ daN.m} \quad M_{\text{sd}} = 91,80 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{plrd}} = \frac{F_y \times w_{\text{plrd}}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 804}{1,1} = 171763,6 \text{ daN.m} \quad M_{\text{plrd}} = 171,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} < M_{\text{plrd}} \quad \text{Condition vérifier}$$

#### VI.7.1.2.3 Vérification de la résistance à L'ELS

$$f_{\text{max}} = \frac{5ql^4}{384Ei} \quad \text{et} \quad f_{\text{adm}} = \frac{l}{250} \text{ (plancher en générale)} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$f_{\text{max}} = \frac{5 \times 11,22 \times 400^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 11770} = 0,76 \text{ cm}$$

$$f_{\text{max}} = 0,76 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = \frac{l}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

#### VI.7.1.2.4 Vérification au déversement

Le déversement est empêché par la tôle (TN 40) souder sur la poutre. Notre profilée et vérifie au stade de montage.

### VI.7.2 Vérification au stade final

#### VI.7.2.1 Calcul de la réaction des poutres principale sur les solives

	$q_{\text{sd}}(\text{daN/m})$	$R_{\text{s}}(\text{daN})$	$q_{\text{eq}}=R_{\text{s}}/e$
<b>ELS</b>	676,7	2368,45	2368,45
<b>ELU</b>	951,045	3328,66	3328,66

Tableau VI.7 : la réaction des poutres principale sur les solives au stade de final.

### VI.7.2.2 Caractéristique de la poutre mixte :

#### - Calcul de la largeur participante de la dalle en béton ( $b_{ef}$ )

$$b_{eff} = \min ( 2L_0/8 ; e )$$

On a :  $L_0 = L$  de la longueur de la solive  $L_0 = 6m$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min ( 1,5 ; 3,5 ) = 1,5m$$

#### -Calcul de la section équivalente acier-béton

$$S = A + B/n.$$

Avec :

- A : section de l' IPE 330 = 62.60 cm<sup>2</sup>
  - B section de la dalle en béton :  $B = t \times b_{eff} = 12 \times 150 = 1800 \text{cm}^2$
  - N coefficient d'équivalence  $n = 15$
- $$S = 182,8 \text{cm}^2$$

### VI.7.2.3 Vérification de la résistance à L'ELU

#### VI.7.2.3.1 Vérification de l'effort tranchant

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{3328,66 \times 6}{2} = 9985,98 \text{daN} = 99,85 \text{kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{20,79 \times 23,5 \times 10^2}{1,1 \times \sqrt{3}} = 25646,45 \text{daN} = 256,46 \text{kN}$$

$$V_{sd} = 99,85 \text{ kN} < V_{plrd} \quad \text{condition vérifiée.}$$

#### VI.7.2.3.2 Vérification au moment fléchissant

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{3328,66 \times 6^2}{8} = 14978,97 \text{daN.m} \quad M_{sd} = 149,78 \text{KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{F_y \times w_{plrd}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 804}{1,1} = 171763,6 \text{ daN.m} \quad M_{plrd} = 171,63 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{plrd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### VI.7.2.3.3 Calcul de l'axe neutre plastique z

#### - Résistance de la section d'acier

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{62,2 \times 23,5 \times 10^2}{1,1} = 132881,8 \text{ daN} = 1328,88 \text{ kN}$$

$$F_b = \frac{0,85 \times h_c \times b_{\text{eff}} \times F_{ck}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 114 \times 150 \times 250}{1,5} = 2422,5 \text{ KN}$$

$$H_c = 0,95 \times t = 0,95 \times 12 = 11,4 \text{ cm}$$

$$F_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$F_a < F_b$ : l'axe neutre plastique se situe dans le béton

D'ou

$$Z = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \div \frac{0,85 \times b_{\text{eff}} \times F_{ck}}{1,5} = 6,25 \text{ cm}$$

#### - Vérification du moment de résistance plastique

Dans le cas d'une flexion positive avec comme axe neutre située dans le dalle en béton on applique la formule suivante :

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

$$h_c = 0,95 \times 120 = 114 \text{ mm}$$

$$M_{plyrd} = F_a \left( \frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right) = 132881,8 \left( \frac{0,330}{2} + 0,114 + 0,040 - \frac{0,039}{2} \right)$$

$$M_{plyrd} = 39798,09 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} < M_{plyrd} \quad \text{ok}$$

### VI.7.2.3.4 Vérification de la résistance à L'ELS

$$f_{\text{max}} = \frac{5ql^4}{384Ei} \quad \text{et} \quad f_{\text{adm}} = \frac{l}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$I_y = I_A + Ad^2 + \frac{I_b}{n} + \frac{b_{\text{eff}} \times h_c}{12} \times \left( t + \frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$I_B = \frac{b_{\text{eff}} \times h_c^3}{12} = \frac{150 \times 11,4^3}{12} = 18519,3 \text{ cm}^4$$

$$d = \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \times \left(t + \frac{h}{2}\right) \div \left(A_a + \frac{b_{eff} \times h_c}{n}\right) = \frac{150 \times 11,4}{15} \times \left(12 + \frac{33}{2}\right) \div \left(62,2 + \frac{150 \times 11,4}{15}\right)$$

$$d = 18,4 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_y = 11770 + 62,2 \times 18,4^2 + \left(\frac{18519,3}{15}\right) + \left(\frac{150 \times 11,4}{12}\right) \times \left(12 + \frac{33}{2} - 18,4\right)^2$$

$$I_y = 35979,392 \text{ cm}^4$$

$$f_{\max 2} = \frac{5 \times 23,68 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 35979,392} = 0,53 \text{ cm}$$

$$f_{\max 2} = 0,53 < f_{\text{adm}} = 2,4 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

$$\text{on a : } f_{\max 1} + f_{\max 2} = 0,76 + 0,53 = 1,29 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 2,4 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

**L'IPE330 est vérifié au stade final**

### VI.7.2.3.5 Calcul de la résistance d'un connecteur

Il convient de déterminer la résistance de calcul au cisaillement d'un goujon à tête soudé automatiquement avec un bourrelet normal à partir de l'une des formules ci-après :

$$P_{rd} = \min \begin{cases} P_{rd1} = 0,8 \times f_u \times \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} \\ P_{rd2} = 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{F_{ck} \times E_{cm} \times 1/\gamma_v} \end{cases}$$

Avec :

- $D = 16 \text{ mm}$  : le diamètre du fut du goujon
- $F_u = 430 \text{ MPA}$  : la résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.  $M^{\text{elle}}$
- $F_{ck} = 25 \text{ MPA}$  résistance caractéristique sur cylindre du béton a l'âge considère.
- $H_g = 90 \text{ mm}$  hauteur du goujon.

- $Hg/d = 90/16 = 5.62 > 4$  donc  $\alpha=1$ .
- $\gamma_v = 1.25$  coefficient de sécurité des connecteurs a l'ELU

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{rd1} = 0,8 \times 430 \times \frac{\pi 16^2}{4 \times 1,25} = 55332,243 \text{ N} \\ P_{rd2} = 0,29 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 31478 \times 1/1,25} = 52685,089 \text{ N} \end{array} \right.$$

D'où :  $P_{rd} = P_{rd}(2) = 52685,89 \text{ N}$

### VI.7.2.3.6 Calcul de l'effort de cisaillement longitudinale (l'effort rasant)

$$V_1 = F_{ck}$$

$$F_{Cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{62,6 \times 235 \times 10^2}{1,1} = 1337363,636 \text{ N} \\ 0,85 \times \left( \frac{F_{ck}}{\gamma_s} \right) \times b_{eff} \times h_c = 0,85 \times \left( \frac{25}{1,15} \right) \times 1500 \times 114 = 2422500 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$F_{Cf} = 1337363,636 \text{ N}$$

$A_a$ : aire de l'élément structural IPE160 = 20.1 cm

$F_Y$  : 235MPa

$\gamma_a$  : coefficient de sécurité pour l'acier soit 1.1

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité pour le béton soit 1.5

$\gamma_s$ : coefficient de sécurité pour le ferrailage soit 1.15

$F_{ck} = 25 \text{ Mpa}$  : la résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré

D'où :

$$P_{rd} = 52685,89 \text{ N}$$

$$n = \frac{1337363,636}{52685,89} = 25,38$$

On opte pour  $n = 25$  goujons donc **25 connecteurs** pour l/2 et **50 connecteurs** pour l

**VI.7.2.3.7 Calcul de l'espacement entre goujons (EC 4 6.1.3)**

Le nombre de connecteur 'n' est uniformément répartie sur une longueur critique  $L_{cr}$ . La longueur critique représente la distance entre deux section transversale critique qui comprennent une section de moment fléchissant maximum et une section d'appuis.

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives

Donc :

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = 6000/2 = 3000\text{mm}$$

Par unité de longueur, l'effort rasant est de :

$$V = \frac{V_1}{L_{cr}} = \frac{1337363,636}{3000} = 445,78 \text{ N/mm}$$

Espacement entre connecteur :

$$S=e = \frac{L_{cr}}{n} = \frac{L}{2n} = \frac{6000}{2 \times 25} = 12\text{cm}$$

$$S = 12 \text{ cm}$$

Donc, les connecteurs dont les dimensions : diamètre du fût  $d=16\text{mm}$ , hauteur  $H=90\text{mm}$  ; espacés de  $29\text{cm}$  entre eux uniformément réparties sur toute la longueur des Solives, sont disposés pour solidariser la dalle avec les solives.

## VII.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons calculer les éléments secondaires de notre structure. Le calcul est conduit en considérant l'effet des actions permanentes ainsi que l'effet des actions variables représentées essentiellement par les charges d'exploitation.

## VII.2 Etude des escaliers

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

**Palier** : est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est permettre un repos pendant la montée.

**Volée** : est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

**Limon** : est un élément incliné supportant les marches , et aussi appelé crémaillère , pour les limons on emploi des profilés ou de la tôle , le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer en U dont l'âme sera verticale .

**Garde-corps** : il est utilisé pour assurer la sécurité.

**Giron** : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

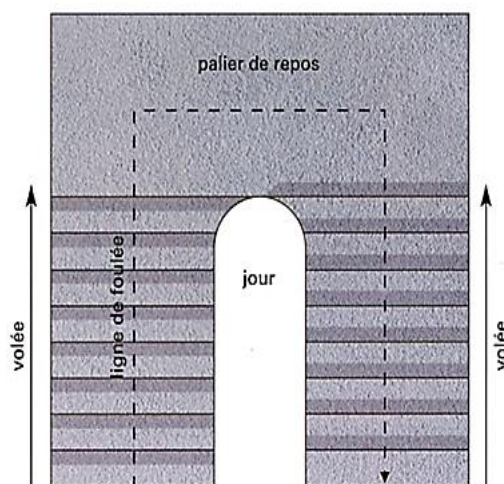


Figure VII.1 : Vue en plan d'escalier

### VII.3 Pré-dimensionnement des marches

Pour le dimensionnement des marches, on utilise la formule de BLONDEL pour le calculer, le giron (G) et la contre marche (H).

#### VII.3.1 Choix de dimensions :

$$59 \leq 2H + G \leq 66 \text{ cm}$$

$$27 \leq G \leq 30 \text{ cm}$$

$$16.5 \leq H \leq 18.5$$

Avec :

G : largeur de la marche

H : la hauteur de la contre marche.

On admet : La largeur d'une marche :  $G = 30\text{cm}$

Une hauteur de marche :  $H = 17\text{cm}$

#### VII.3.2 Vérification la formule de BLONDEL

On a :  $2H+G = 2 \times 17 + 30 = 64$

D'où :  $59 < 2H + G = 64\text{cm} < 66\text{cm}$

La formule de BLONDEL est vérifiée

### VII.4 Caractéristique géométrique de notre cage d'escalier

- Hauteur d'étage :  $h = 3,435\text{m}$
- Dimension en plan de notre cage :  $6\text{m} \times 3\text{m}$
- Largeur de la volée est : 1<sup>ère</sup> volée est de :  $1,5825 \text{ m}$   
: 2<sup>ème</sup> volée est de :  $1,3075 \text{ m}$
- Hauteur de marche de  $17 \text{ cm}$
- Nombre des contres marches (n) est

$$n = h/H = 343,5/17 = 20$$

h : la hauteur de l'étage

H : la hauteur de la marche

N : nombre de contre marches

D'où :  $n = 10$  contres marchent

$$n-1 = 9 \text{ marches}$$

## VII.5 Dimensionnement des éléments porteurs

### VII.5.1 Dimensionnement de la cornière (support de marche)

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

La longueur de la marche  $L = 1,5825\text{m}$  (la plus défavorable)

La largeur de la marche  $l = G = 0,30 \text{ m}$

Les cornières sont en acier S235

$F_y = 23,5\text{daN/mm}^2$  ( la limite élasticité d'acier )

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

### VII.5.2 Détermination de la section de la cornière

#### VII.5.2.1 Evaluation des charges

**-Les charge permanentes**

- Tôle striée (5 mm)                     $G_1 = 27,6 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de ciment                     $G_2 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Revêtement en carrelages         $G_3 = 40\text{daN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d = (27,6 + 40 + 40) = 32,28 \text{ daN/ml}$$

**-Charge d'exploitation :**

$$Q = 250 \times 0,30 = 75 \text{ daN/ml}$$

**Les combinaisons des charges l'ELS :**

$$q = G + Q = 32,28 + 75 = 107,28 \text{ daN/ml.}$$

### VII.5.3 Pré dimensionnement des supports de marches

#### VII.5.3.1 Condition de flèche

$$f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$$

Dans notre cas , on a une cornière posé sur 2vappuis simples et une charge uniformément répartie donc la flèche est  $f = \frac{5ql^4}{384EI}$  el l flèche admissible  $f = \frac{L}{300}$  on aura :

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 300}{384 \times E} = \frac{5 \times 1,0728 \times 1582,5^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 79084,37 \text{ mm}^4 = 7,91 \text{ cm}^4$$

On adopte la cornière L50 × 50 × 5 Avec :  $I_y = 10,96 \text{ cm}^4$

TableauVII.1 : caractéristiques du cornier a ail égale de L50 × 50 × 5

H=b (mm)	t (mm)	R1 (mm)	r2 (mm)	zs=zy mm	A (mm <sup>2</sup> )	G (kg /m)	Iy=Iz Cm <sup>4</sup>	W <sub>el,y</sub> Cm <sup>3</sup>	iy=iz cm	P(daN /m)
50	5	7	3,5	1.40	4.80	3.38	10,96	3,05	1,51	2,97

➤ Selon les tableaux de profilés la section est de la classe 1

Donc la charge permanente G devient (on inclue le poids de la cornière) :

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + p = (27,6 + 40 + 40) \times 0,30 + 2,97 = 35,25 \frac{\text{daN}}{\text{m}}$$

$$G = 35,25 \text{ daN/m}$$

#### VII.5.3.2 Les combinaisons de charges

**ELS :**

$$q = G+Q + 35,25 + 75 = 110,25 \text{ daN / m}$$

**ELU :**

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 35,25 + 1,5 \times 75 = 160,0875 \text{ daN /m}$$

#### VII.5.3.3 Vérification à la flèche

a) La vérification se fait à ELS

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 110,25 \times 1582,5^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 10,96 \times 10^7} = 3,91 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{300} = \frac{1582,5}{300} = 5,275 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 3,91 \text{ mm} \leq f_{\text{adm}} = \frac{1582,5}{300} = 5,275 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée}$$

### VII.5.3.4 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)

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

$$V_{\text{sd}} = \frac{ql}{2} = \frac{160,0875 \times 1,5825}{2} = 126,67 \text{ daN}$$

$$V_{\text{sd}} = 126,67 \text{ daN}$$

$$V_{\text{plrd}} = \frac{A_{\text{vz}} \times f_y}{\gamma_{\text{mo}} \times \sqrt{3}} = \frac{4,80 \times 235 \times 10^2}{1,1 \times \sqrt{3}} = 5921,26 \text{ daN}$$

$$V_{\text{pl,rd}} = 5921,26 \text{ daN}$$

$$V_{\text{sd}} = 126,67 \leq V_{\text{pl,rd}} = 5921,26 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### VII.5.3.5 Vérification du moment fléchissant (résistance)

$$M_{\text{sd}} < M_{\text{plrd}}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{160,0875 \times 1,5825^2}{8}$$

$$M_{\text{sd}} = 50,11 \text{ daN.m}$$

$$M_{\text{plrd}} = \frac{F_y \times w_{\text{plrd}}}{\gamma_{\text{Mo}}} = \frac{3,05 \times 10^3 \times 235}{1,1} \quad M_{\text{plrd}} =$$

$$65,16 \text{ daN.m}$$

$$M_{\text{sd}} < M_{\text{plrd}} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion : Les cornières L50 × 50 × 5 convient comme cornière de support**

## VII.5.4 Dimensionnement des limons

### VII.5.4.1 Volée

#### VII.5.4.1.1 Evaluation des charges

##### a) Charge permanentes

Poids des cornière (L50× 50 × 5)	3,77 dan/m
Tôle d'épaisseur	27,61 daN/m <sup>2</sup>
Revêtements carrelages	40 daN/m <sup>2</sup>
Mortier de pose	40 daN/m <sup>2</sup>
Garde-corps(cloison)	100 daN/m <sup>2</sup>

##### b) Charge totale

$$G_T = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + p_c + p_G = (27,61 + 40 + 40) \times 1,5825 + 3,77 + 100 = 275,06 \frac{\text{dan}}{\text{m}}$$

$$G_T = 275,06 \text{ daN/m}$$

##### Charge totale pour 1 Limon

$$G = G_T / 2 = 137,03 \text{ daN/m}$$

##### c) Charge d'exploitation

###### Pour 1 limon

$$Q = 250 \times \frac{1,5825}{2} = 197,8 \frac{\text{daN}}{\text{m}}$$

$$Q = 197,8 \text{ daN / m}$$

## VII.5.4.2 Palier

### VII.5.4.2.1 Evaluation des charges

#### a) Les charges permanentes

Tôle TN 40	4,9 daN/m <sup>2</sup>
------------	------------------------

Dalle en béton (12cm)	300 daN/m <sup>2</sup>
Mortier de pose	40 daN/m <sup>2</sup>
Revêtements carrelages	40 daN/m <sup>2</sup>

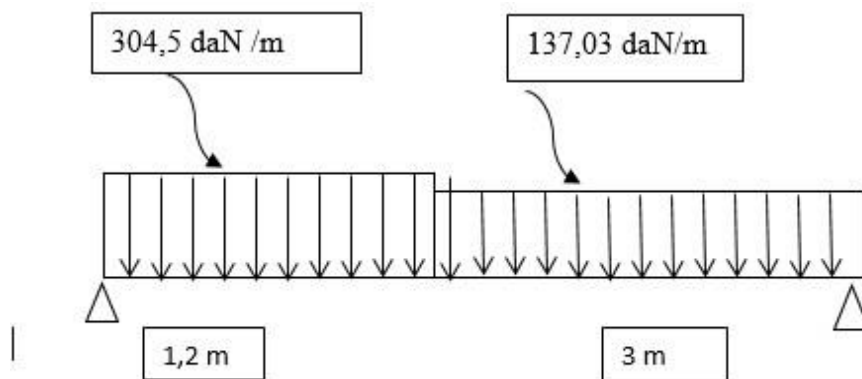
### b) La charge totale

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \times d = 384,9 \times 1,5825 = 609$$

$$G = 609 \text{ daN / m}$$

La charge totale pour 1 limon :

$$G_T = G / 2 = 304,5 \text{ daN / m}$$



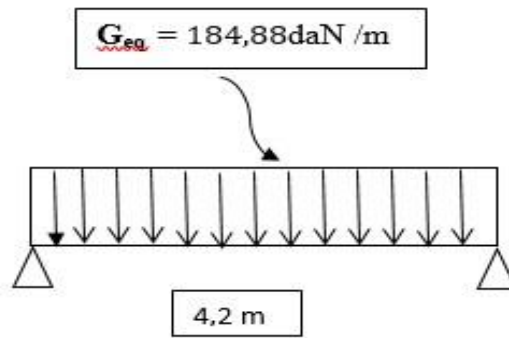
### -Calcul de la charge équivalente

On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente :

#### a) Charge permanentes

$$G_{eq} = \frac{304,5(1,2) + 137,03(3)}{4,2} = 184,88 \text{ daN / m}$$

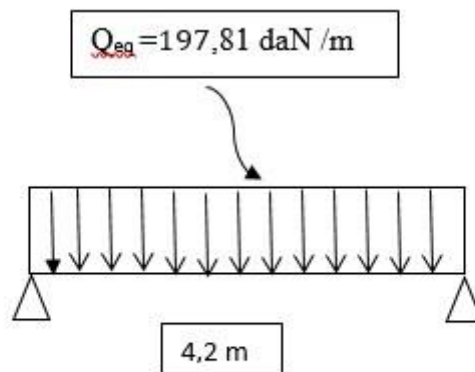
$$G_{eq} = 184,88 \text{ daN/m}$$



### b) Charge d'exploitation

$$Q_{eq} = 250 \times \frac{1,5825}{2} = 197,81 \text{ daN/m}$$

$$Q_{eq} = 197,81 \text{ daN/m}$$



### VII.5.4.2.2 Combinaisons de charge

#### ELU

$$q = 1,35G_{eq} + 1,5Q_{eq} = 1,35 \times 184,88 + 1,5 \times 197,81 = 546,3 \text{ daN/m}$$

$$q = 546,3 \text{ daN/m}$$

#### ELS :

$$q = G_{eq} + Q_{eq} = 184,88 + 197,81 = 382,69$$

$$q = 382,69 \text{ daN/m}$$

- Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivantes  $f_{max} \leq f$ , pour une poutre bi articulée :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \text{ et } f_{adm} = \frac{l}{300} \text{ Avec :}$$

La charge non pondéré :  $q = (G_{eq} + Q_{eq}) = 382,69 \text{ daN /m}$

Le module d'élasticité  $E = 2,1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

$L = 4,1 \text{ m} = 410 \text{ cm}$

$$I_y \geq \frac{5ql^3 300}{384E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 382,69 \times 10^{-2} \times 410^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 527,39 \text{ cm}^4$$

On prend un UPN 180 avec :  $I_y = 1350 \text{ cm}^4$

Tableau VII.2: Dimensions et caractéristiques de l'UPN 200

h (mm)	b (mm)	T <sub>w</sub> (mm)	T <sub>f</sub> (mm)	R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	D (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	P (daN/m)
180	70	8	11	11	5,5	133	28	22
I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>ely</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	W <sub>elz</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)		W <sub>ply</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>plz</sub> (cm <sup>3</sup> )
1350	150	6,95	22,4	2,02		179	114	42,9

-La classe de la section

D'après les tableaux de profilés l'UPN 200 est de la classe 1

a) Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{546,3 \times 4,2}{2} = 1147,23 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1147,23 \text{ daN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$$V_{plrd} = 18624,79 \text{ daN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \quad \text{condition vérifiée.}$$

### b) Vérification du moment fléchissant (résistance)

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

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{546,3 \times 4,2^2}{8} = 1204,59 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{179 \times 10^{-2} \times 2350}{1,1} = 3824,09 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 3824,09 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

## VII.5.5 Dimensionnement de la poutre palière des limons

### VII.5.5.1 Evaluation de charges

#### VII.5.5.1.1 Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière « R »

La réaction du limon sur la poutre palière est donnée par la formule suivante :

**ELU :**

$$R = (1,35 G_{eq} + 1,5 Q_{eq}) \times \frac{L}{2}$$

$$R = (1,35 \times 184,88 + 1,5 \times 197,81) \times \frac{4,2}{2} = 1147,24 \text{ daN}$$

**EIS :**

$$R = (G_{eq} + Q_{eq}) \times \frac{1}{2}$$

$$R = (184,88 + 197,81) \times \frac{4,2}{2}$$

$$R = 803,65 \text{ daN}$$

**VII.5.5.1.2 Charge équivalente**

**ELS :**

$$\frac{4 \times R}{4} + G_{\text{garde de corps}} = \frac{4 \times 803,65}{4} + 100 = 903,65 \frac{\text{daN}}{\text{ml}}$$

**ELU :**

$$\frac{4 \times R}{4} + 1,35 \times G_{\text{garde de corps}} = \frac{4 \times 1147,24}{4} + 1,35 \times 100 = 1282,24 \text{ daN / ml}$$

**VII.5.5.1.3 Condition de la flèche**

$$f_{\text{max}} = \frac{5ql^4}{384EI} \text{ et } f_{\text{adm}} = \frac{l}{300}$$

Avec :

q : la charge non pondérée q= 903,65 daN/ml

E : Le module d'élasticité E = 2,1 × 10<sup>6</sup> daN/cm<sup>2</sup>

L = 3m = 300 cm

$$I_y \geq \frac{5ql^3 300}{384E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 903,65 \times 10^{-2} \times 300^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 454 \text{ cm}^4$$

On prend un IPE 160 (I<sub>Y</sub> = 869 cm<sup>4</sup>)

Tableau VII.3 : Dimensions et caractéristiques de IPE 160

<b>h (mm)</b>	<b>b (mm)</b>	<b>T<sub>w</sub>(mm)</b>	<b>T<sub>f</sub>(mm)</b>	<b>r</b>	<b>D (mm)</b>	<b>A(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>G(daN/m)</b>
160	75	5	7,4	9	127,2	20,1	15,8
<b>I<sub>y</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>W<sub>ely</sub>(cm<sup>3</sup>)</b>	<b>i<sub>y</sub> (cm)</b>	<b>W<sub>elz</sub>(cm<sup>3</sup>)</b>	<b>i<sub>z</sub>(cm)</b>	<b>W<sub>ply</sub>(cm<sup>3</sup>)</b>	<b>I<sub>z</sub>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>W<sub>plz</sub>(cm<sup>3</sup>)</b>
869	109	6,58	16,7	1,84	124	68,3	26,1

## VII.5.5.1.4 Vérification à l'ELU

La classe de la section :

D'après les tableaux de profilés la section globale étant de classe 1

## VII.5.5.1.5 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1282,24 \times 3}{2} = 1923,36 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1923,36 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{mo} \times \sqrt{3}} = \frac{9,66 \times 235 \times 10^2}{1,1 \times \sqrt{3}} = 11916,53$$

$$V_{pl,rd} = 11916,53 \text{ daN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \text{ Condition vérifié}$$

## VII.5.5.1.6 Vérification du moment fléchissant (résistance)

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

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1282,24 \times 3^2}{8} = 1442,52 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{124 \times 10^{-2} \times 2350}{1,1} = 2649,09 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 2649,09 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \quad \text{Condition vérifier}$$

## VII.5.6 Etude de l'acrotère

### VII.5.6.1 Introduction

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher Terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme De pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux D'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son Poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

### VII.5.6.2 Les différentes sollicitations

Les différentes charges et surcharges qui agissent sur l'acrotère sont les suivantes :

- Poids propre G.
- L'effet sismique.
- La surcharge horizontale.

Pour ce qui est du calcul il se fait sous les hypothèses suivantes :

- Sollicitation en flexion compose.
- Fissuration préjudiciable.
- Le calcul se fera en mètre linéaire

### VII.5.6.3 Calcul a l'ELU

#### VII.5.6.3.1 Évaluation des charges

##### -La surface

$$S = (0,65 \times 0,1) + \frac{0,15 \times 0,03}{2} + (0,07 \times 0,1)$$

$$S = 0,078$$

##### -Poids propre

$$G = Y_b \times s = 2500 \times 0,078 = 195 \text{ dan/m}$$

**-Surcharge d'exploitation**

$$Q=1\text{kn/ml}=100\text{daN/ml}$$

**-Effort normal N du poids propre G :**

$$N_G=G \times 1=181.87 \times 1=1.81\text{kN/m}$$

**-Moment fléchissant M**

$$M_Q=Q \times H \times 1=100 \times 0.6 \times 1=0.6\text{kN.m}$$

**-Effort tranchant**

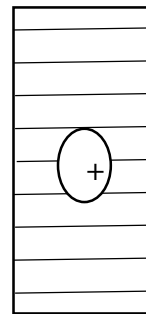
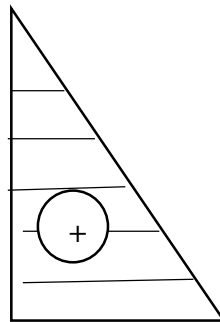
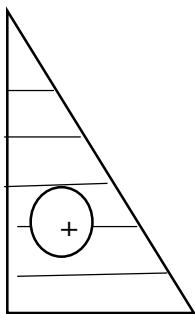
$$T=Q \times 1=1\text{KN}$$

**Schéma statique**

$$M=0.6\text{ KN/m}$$

$$N=1.81\text{ KN}$$

$$T=1\text{ KN}$$



**VII.5.6.3.2 Combinaisons des charges**

**ELU :1.35G+1.5Q**

$$N_u=1.35G=1,35 \times 1,95$$

$$N_u=2,63\text{KN}$$

$$M_u=1.5M_Q = 1,5 \times 0,6$$

$$M_u=0.9\text{KN.m}$$

$$T_u=1.5T = 1,5 \times 1$$

$$T_u = 1.5 \text{ KN}$$

ELS : G+Q

- **Effort de compression**

$$N_s = G = 1.95 \text{ KN}$$

- **Moment de flexion**

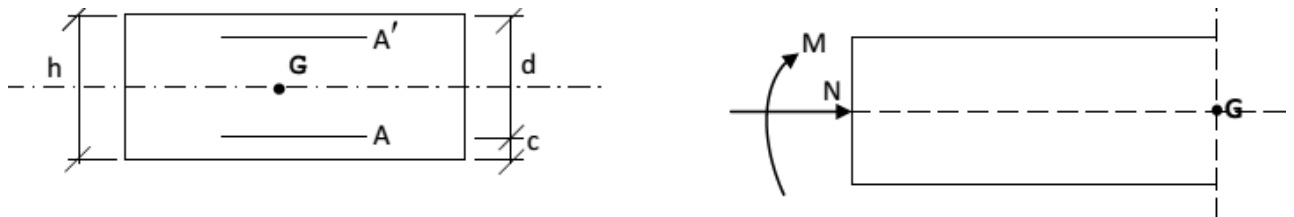
$$M_s = M_Q = 0.6 \text{ KN.M}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$

**-Ferrailage**

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en **flexion**



**composée**, considérant une section rectangulaire (100x10), soumise à un effort normal  $N \times$  et un moment  $M_f$ .

- Section rectangulaire soumise à la flexion composée Soit :

$c$  : enrobage

$e$  : Excentricité

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au

C.D. G des armatures tendues. Avec :

$$h = 10 \text{ cm}; d = 7 \text{ cm}; c = e = 3 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

**Fa Position du centre de pression :**

$$e_u = M_U / N_U = 0.9 / 2.63 = 0.34 \text{ m} \quad \text{et } e_u > \frac{h}{c} = 0.3 \text{ m} = 3 \text{ cm}$$

$$34 \text{ cm} > 3 \text{ cm}$$

Donc : Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures avec N comme effort de compression. On déduit que la section est particulièrement comprimée. Le calcul se fera en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  puis on passe à la flexion composée.

**VII.5.6.3.3 Calcul en flexion simple :**

$$F_{bc} = 0.86 \times f_{c28} / \gamma_b = 14.2 \text{ mpa}$$

$$U_u = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.9 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.2} = 0.0129$$

$$U_l = 0.392 > 0.0129$$

Donc section simplement armée. (Les armature comprimées ne sont pas nécessaire pour la section)

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{2U}) = 0.0162$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 7(1 - 0.4 \times 0.0129)$$

$$Z = 69.54 \text{ cm}$$

$$F_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 34.7 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{0.9 \times 10^6}{69.54 \times 34.7} = 372.11 \text{ mm}^2 = 3.72 \text{ cm}^2$$

**VII.5.6.3.4 Condition de non fragilité**

On doit vérifier :  $A_{st} > A_{min}$

$$F_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$F_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0.23ft28/f_e \times b \times d$$

$$A_{\min} = 0.232.1/400 \times 1000 \times 70 = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 34.7 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{0.9 \times 10^6}{69.54 \times 34.7} = 372 \text{ mm}^2 = 3.72 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 3.72 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

Le tableau des sections des barres nous donne

$A_s = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_T = 100/3 = 33.33 \text{ cm}$ .

**VII.5.6.3.5 Vérification a l'ELU :**

Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91 mod 99, Art A-5-1,211).

La fissuration est préjudiciable donc on doit vérifier :  $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{V_U}{bd} = \frac{1.95 \times 10}{100 \times 7.0} = 0.027 \text{ mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left[\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ mpa}\right] = \min[2.5 \text{ mpa}, 4 \text{ mpa}]$$

$$\bar{\tau} = 2.5 \text{ mpa}$$

$\tau = 0.027 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ mpa}$  .....vérifiée.

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement).

**VII.5.6.4 ELS**

**a) Calcul du centre de pression**

$$e_s = m_s/n_s = 0.6/1.95 = 0.31 \text{ m} = 31 \text{ cm}$$

$$e_0 = d/2 = 7/2 = 3.5 \text{ cm}$$

$e_s > e$  donc le centre de pression se trouve en dehors de la section, celle-ci est partiellement comprimée.

$$M_f = n_s \left( e_s + \frac{h}{2} - c \right) = 1.95 \left( 31 + \frac{10}{2} - 3 \right)$$

$$M_f = 0.64 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.64 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.0090$$

$\mu = 0.0090 < \mu_l = 0.392$  donc section simplement armée

On a  $\mu = 0.0090$

Donc :  $\beta = 0.9$  et  $k_1 = 35$  (d'après les tableaux)

$$K = \frac{1}{k_1} = 0.028$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec  $\eta = 1.6$  (fissuration préjudiciable)

$$\bar{\sigma}_{st} = \leq \min \left\{ \frac{2}{3} (400) ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.7} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.64}{0.9 \times 7 \times 201.63} = 0.5 \text{ cm}^2$$

La section des armatures réelles :

$$A_r = A_f - \frac{N_s}{\sigma_{st}} = 0.5 - \frac{1.95 \times 10}{201.63}$$

$$A_r = 0.4 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

#### VII.5.6.4.1 La section des armatures réelles

Les contraintes limites de compression de l'acier BAEL91 article (A.4.5,33) en fissuration

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Les contraintes limites de traction de l'acier BAEL91 article (A.4.5,33) en fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (2.3 f_e ; \max (0.5 f_e ; 100 \sqrt{n \times f_t} / 28))$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 200 \text{ mpa}$$

On doit vérifier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ et } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = k \times \sigma_{st}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta \times d} \text{ (}\beta \text{ en fonction de } p_1\text{)}$$

$$P_1 = \frac{100 \times A_u}{b d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 7} = 0,64$$

$$\beta = 0,882 \text{ et } k = 27,37$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{4,52 \times 0,882 \times 7} = 21,5 \text{ cm}^2 < \bar{\sigma}_{st} = 200 \text{ pa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$K = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{27,37} = 0,036$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0,036 \times 21,5$$

$$\sigma_{bc} = 0,774 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## **VIII.1 Introduction**

Ces derniers temps, notre pays a vécu d'énormes désastres naturels d'où résulter des dégâts humains et matériels. Le tremblement de terre est de danger majeur qui occasionne la destruction des immeubles. En effet les spécialistes du domaine de la construction, ont pris de nouveaux changements en vue d'améliorer le comportement des constructions que l'utilisation de la construction métallique représente de nombreux avantages y compris la bonne tenue aux séisme.

Il s'agit d'une étude du comportement du bâtiment vis-à-vis des agressions sismiques, nous allons d'abord vérifier la régularité de l'ouvrage, pour appliquer ensuite l'étude modale et la méthode statique équivalente.

Le but de l'étude sismique est la détermination des efforts induits et leur distribution dans le système de stabilité.

## **VIII.2 Le séisme**

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre, lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol.

## **VIII.3 Analyse de la structure**

### **VIII.3.1 Type d'analyse**

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

- Les chargements statiques sont :
  - ✓ Le poids propre de la structure.
  - ✓ Les effets dus aux actions climatiques.
  - ✓ Les charges d'exploitation
- Les chargements dynamiques sont :
  - ✓ Les effets sismiques.

### VIII.3.2 Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en Vigueur à savoir le (RPA99/03). Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les Conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes Sont les suivantes :

- a) la méthode statique équivalente (M.S.E)
- b) La méthode d'analyse modale spectrale
- c) La méthode d'analyse dynamique.

### VIII.4 Méthode statique équivalente

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle-ci basée sur l'utilisation des spectres de repenser. Mais comme le (RPA99/03) préconise que le l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcule l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

#### Principe

Dans la méthode statique équivalente (MSE), et selon le RPA, Les forces réelles dynamiques engendrées p r le séisme qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique et appliqués séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

#### VIII.4.1 Condition d'application

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans le cas où le bâtiment ou le bloc étudié à une hauteur inférieur de 65m en zones I et II et à 30m en zones III .

Notre bâtiment est implanté à Tizi Ouzou ( Azazga) (**Zone II<sub>a</sub>**).

Sa hauteur totale  $h = 17,55m < 65m$

**Conditon vérifiée**

#### VIII.4.2 Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ✓ **ZONE 0** : sismicité négligeable.
- ✓ **ZONE I** : sismicité faible

- ✓ ZONE II<sub>a</sub> et II<sub>b</sub>: sismicité moyenne
- ✓ ZONE III : sismicité élevée

### VIII.5 Calcul sismique

#### Zone sismique (A 3.1/RPA99/2003)

Notre bâtiment est situé à une zone de sismicité moyenne (II<sub>a</sub>).

#### Importance de l'ouvrage (a3.2/RPA99/2003)

Pour les bâtiments d'habitation collective ou à usage bureau de hauteur h=17,55m sont classées comme des ouvrages courants ou d'importance moyenne (groupe 2).

#### Site (A3.3/RPA99/2003)

Selon le rapport de sol, le site de notre projet est classé comme site ferme (S<sub>3</sub>).

La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage Relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- **Groupe 1A** : ouvrage d'importance vitale.
- **Groupe 1B** : ouvrage de grande importance.
- **Groupe 2** : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- **Groupe 3** : ouvrage de faible importance.
- Notre ouvrage représente un bâtiment à usage multiple, il est considéré comme ouvrage Courant ou d'importance moyenne **Groupe 2**

#### VIII.5.1 Calcul de la force sismique

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée

Successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

**Formule 4. 1RPA99 version 2003.**

#### VIII.5.2 Détermination du coefficient d'accélération de zone A

Le coefficient d'accélération des zones est choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage affecté ou menacer par le glissement.

**Zone II<sub>a</sub>** }  
**Groupe 2** }  $A = 0,15$  (Tableau 4.1 RPA99/2003)

**VIII.5.3 Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen D**

Le facteur d'amplification dynamique moyen donné en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ), et de la période fondamentale de la structure

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Formule 4.2 RPA99/2003}$$

Avec  $T_1$  et  $T_2$  périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

Tableau VII.1: valeurs des périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Site	S1	S2	S3	S4
<b>T1</b>	0.15	0.15	0.15	0.15
<b>T2</b>	0.30	0.40	0.50	0.70

➤  $T_2$ : Période caractéristique associée à la catégorie de site donnée par le tab 4.7 p49

site  $S_3 \rightarrow T_2 = 0,50$

➤  $\eta$  : Le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \quad \text{Formule 4.3 RPA 99 VERSION 2003}$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique est en fonction du matériau constitutif , du type de structure de l'importance des remplissage , est donné par le tableau **4.2 du RPA99 VERSION 2003**.

Dans notre cas on a un portique en acier et un remplissage Dense  $\xi = 5\%$

Tableau VIII.2: valeurs du facteur de correction d'amortissement

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

D'où :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+5)}} = 1 \geq 0,7 \quad \text{C'est vérifié}$$

➤ **T** : La période fondamentale de la structure.

La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par l'RPA version 2003 par la formule (4.6)

$$T = C_T \times h_n^{3/4} \quad \text{Formule 4.6 RPA99 version 2003}$$

Avec :

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

$$h_n = 17,55m$$

$C_T$ : coefficient , en fonction du système de contreventement et du type de Remplissage.

$C_T$  : 0,050 donné par le tableau 4.6 page 46 : portiques auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie.

Tableau VIII.3: valeur du coefficient  $C_t$ 

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles	
	en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

D'où :  $T = 0.05 \times 17,55^{3/4} = 0,42 \text{ s}$

on a :  $0 < T = 0,42 \text{ s} < T_2 = 0,50$

Donc :  $D = 2,5\eta = 2,5 \times 1 = 2,5$

#### VIII.5.4 Détermination du coefficient de comportement global de la structure R :

**R** : Coefficient de comportement global de la structure.

Sa valeur est donnée dans le tableau 4.3 de RPA99 version 2003 (page38), en fonction du système de contreventement.

- **Sens longitudinal** : Ossature contreventée par palée triangulées  $V \rightarrow R = 3$
- **Sens transversal** : Ossature contreventée par palée triangulées  $V \rightarrow R = 3$

Tableau VIII.4: valeurs du coefficient de comportement pour les portiques en acier

<u>B</u>	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2

### VIII.5.5 Détermination du facteur de qualité Q :

**Q** : Facteur de qualité de la structure, en fonction de la redondance géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \quad \text{Formule 4.4 RPA99 version 2003}$$

**p<sub>q</sub>** : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

La valeur de **p<sub>q</sub>** est donnée au **tableau 4.4 de RPA99**.

Tableau VIII.5: valeurs du facteur de qualité Q

Critère q »	P <sub>q</sub>	
	Observé	N/observé
<b>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	0	0,05
<b>2. Redondance en plan</b>	0	0,05
<b>3. Régularité en plan</b>	0	0,05
<b>4. Régularité en élévation</b>	0	0,05
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>	0	0,05
<b>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	0	0,10

Les critères de qualité « q » sont :

**a) Conditions minimales sur les files de contreventement :**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

Critère observé :  $P_1=0$

**b). Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de Voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Critère observé  $P_2 =0$

**c) Régularité en plan :**

La structure est classée régulière en plan dans les deux sens :  $P_3 = 0$

**d)Régularité en élévation :**

La structure est classée régulière en élévation dans les deux sens :  $P_4=0$

**e) Contrôle de la qualité des matériaux :**

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par L'entreprise.

Critère non observé :  $p_5 =0,05$

**f) Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette Mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les Matériaux.

Critère non observé :  $p_6 =0,$

Critere Q	Valeur de Pq(x)		Valeur de Pq(y)	
	observation	Pénalité	observation	Pénalité
<b>1. Conditions minimales sur les filesde contreventement</b>	OUI	0	oui	0
<b>2. Redondance en plan</b>	OUI	0	OUI	0
<b>3. Régularité en plan</b>	oui	0	oui	0
<b>4. Régularité en élévation</b>	oui	0	oui	0
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>	non	0.05	non	0.05
<b>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	non	0.1	non	0.1
		$Q_x = 1.15$	$Q_y = 1.15$	

$$Q_x = 1 + \sum_1^6 p_q = 1 + 0,15 = 1,15$$

$$Q_y = 1 + \sum_1^6 p_q = 1 + 0,15 = 1,15$$

**VIII.5.6 Poids totale de la structure W :**

Le poids total W de la structure égale à la somme des poids calculés à chaque niveau :

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

$W_{G_i}$  : Poids du aux charges permanentes et celles des équipements fixes solidaires de la structure.

$W_{Q_i}$  : Charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération , fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donnée par le **tableau 4.5 du RPA version 2003** :  $\beta = 0,2$

VIII.5.7 Evaluation des charges :

VIII.5.7.1 Charges permanentes par niveaux :

Tableau VIII.6: Charges permanentes  $W_{GI}$  de toute la structure

Eléments	Profilés utiliser	Poids propre (Kg/m <sup>2</sup> )	Nombre de Chaque élément	La longueur de l'élément(m)	La charge W (daN)
Les solives	IPE160	15,8	210	4	13272
Poutre Secondaire	IPE160	15,8	42	4	2654,4
Poteau	HEA260	68,2	48	3,434	19031,73
Poutre Principale	IPE330	49,1	40	6	11784
Eléments		Poids Propre (Kg/m <sup>2</sup> )	Nombre	Surfaces (m <sup>2</sup> )	La charge W(daN)
Les escaliers	Palier Volée	229,14		S =4,0905+3,576 S=7,67	1757,5038
RDC+étage1 +2+3		410,9	4	214,3	352223,48
Plancher terrasse		665,9	1	231,3	154022,67
Acrotère		33	1	72	2376
Les murs		90		281,67	25350,3
$\sum W_{Gi} = 582742,084$					

VIII.5.7.2 Charge d'exploitation par niveau  $Q_i$  :Tableau VIII.7: Charges d'exploitation  $W_{Qi}$  de toute la structure

Elément	Q	Nombre	Surface ( $m^2$ )	La charge W(KN)
Escalier	2,5	10	S=7,67	191,75
Plancher terrasse	1	1	231,3	231,3
Etage courant	1,5	4	214,3	1285,8
$\sum G_{Qi} = 1709$				

La charge totale :

$$W = W_{G_i} + \beta W_{Q_i} = 582742,084 + 0,2 \times 1709 = 583083,88 \text{ daN}$$

$$W = 583083,88 \text{ daN}$$

## VIII.5.8 La force sismique totale :

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

Tableau VIII.8: La force sismique totale

	Sens longitudinal	Sens transversal
<b>A</b>	0,15	0,15
<b>D</b>	2,5	2,5
<b>Q</b>	1,15	115
<b>R</b>	3	3
$W_T(kN)$	5830,83	5830,83
$V_T(kN)$	<b>838,18</b>	<b>838,18</b>

**VIII.5.9 Distribution des forces sismiques :**

La résultante des forces sismiques V à la base doit être distribuée sur la hauteur de la Structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

$F_t$  : Force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieures des vibrations, elle est donnée par la formule suivante :

$$F_t = 0,07T.V \dots \dots \dots T > 0,7s$$

$$F_t = 0 \dots \dots \dots T \leq 0,7s$$

On a  $T = 0,42s < 0,7s$  donc  $F_t = 0$

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

$$F_i = \frac{V - F_t}{\sum w_i \times h_i} \times W_i \times h_i$$

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

$h_i$  : Hauteur du plancher à partir de la base où s'exerce la force :  $F_i$

$W_i$  : Poids revenant aux plancher i .

$$F_i = 0 \rightarrow F_i = \frac{V \times W_i \times h_i}{\sum w_i \times h_i}$$

Tableau VIII.9: la répartition de l'effort sismique sens longitudinal

Sens longitudinal : V = 838,18 KN				
Niveau	$W_i = W_j$	$h_i = h_j$ (m)	$W_j \times h_j$ (kN.m)	$F_i$ (Kn)
<b>RDC</b>	880,56	3,265	2875,0284	<b>43,42</b>
<b>1<sup>ère</sup> étage</b>	880,56	6,665	5868,93	<b>88,65</b>
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	880,56	10,065	8862,84	<b>133,87</b>
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	880,56	13,465	11856,74	<b>179,09</b>
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	1540,22	16,9	26029,718	<b>393,16</b>

Tableau VIII.10: la répartition de l'effort sismique sens transversal

<b>Sens transversal : V = 838,18 KN</b>				
<b>Niveau</b>	<b><math>W_i = W_j</math></b>	<b><math>h_i = h_j</math> (m)</b>	<b><math>W_j</math> <math>\times h_j</math>(kN. m)</b>	<b><math>F_i</math>(Kn)</b>
<b>RDC</b>	880,56	3,265	2875,0284	<b>43,42</b>
<b>1<sup>ère</sup> étage</b>	880,56	6,665	5868,93	<b>88,65</b>
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	880,56	10,065	8862,84	<b>133,87</b>
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	880,56	13,465	11856,74	<b>179,09</b>
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	1540,22	16,9	26029,718	<b>393,16</b>

**IX.1 Introduction**

Les contreventements sont des éléments stabilisateurs principaux d'une structure. Ils sont soumis à des forces situées essentiellement dans leur plan. Les charges et action qui provoquent ces forces sont :

- Le vent agissant sur la façade de la structure.
- Le mouvement horizontal imposé aux fondations de la structure par les séismes.
- L'action horizontale des ponts roulants agissant sur les voies de roulement.

Les contreventements ayant pour rôle de transférer les forces qui les sollicitent jusqu'aux fondations, ils doivent être conçus de manière à fonctionner comme les éléments porteurs stables, reposant des appuis.

Les types des palées triangulées utilisés dans la structure sont les palées en « Y », mais par mesure de sécurité cette étude est menée avec les palées en « V » inversé et qui sont autorisées par le règlement parasismique algérienne RPA99/2003 sont :

**Les palées en « Y » :** dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature.

**Les palées en « V » :** dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. La résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendues et des barres comprimées.

Le comportement dissipatif global de ce type de palée est moins efficace.

**IX.2 Dimensionnement des diagonales en « V inversé »****Dans le Sens transversale**

$$A_{\text{ref1}} = \frac{3,435}{2} \times 6 = 10,305\text{m}$$

$$A_{\text{ref2}} = \frac{3,435 + 3,4}{2} \times 6 = 20,505 \text{ m}$$

$$A_{\text{ref3}} = \frac{3,4 + 3,4}{2} \times 6 = 20,4\text{m}$$

$$A_{\text{ref3}} = \frac{3,4 + 3,4}{2} \times 6 = 20,4\text{m}$$

$$A_{\text{ref4}} = \frac{3,4 + 3,265}{2} \times 6 = 19,995\text{m}$$

$$\mathbf{F} = \mathbf{A}_{\text{ref}} \times \mathbf{W}_z$$

$$W_z = 132,6 \text{ daN/m}^2$$

$$\vec{F}_1 = A_{\text{ref1}} \times W_{(z)} = 10,305 \times 132,6 = 1366,44 \text{ daN}$$

$$\vec{F}_2 = A_{\text{ref2}} \times W_{(z)} = 20,505 \times 132,6 = 2718,96 \text{ daN}$$

$$\vec{F}_3 = A_{\text{ref3}} \times W_{(z)} = 20,4 \times 132,6 = 2705,04\text{daN}$$

$$\vec{F}_3 = A_{\text{ref3}} \times W_{(z)} = 20,4 \times 132,6 = 2705,04\text{daN}$$

$$\vec{F}_4 = A_{\text{ref4}} \times W_{(z)} = 19,995 \times 132,6 = 2651,337\text{daN}$$

IX.2.1.1 Calcul de la palée de stabilité

Pour le séisme transversal

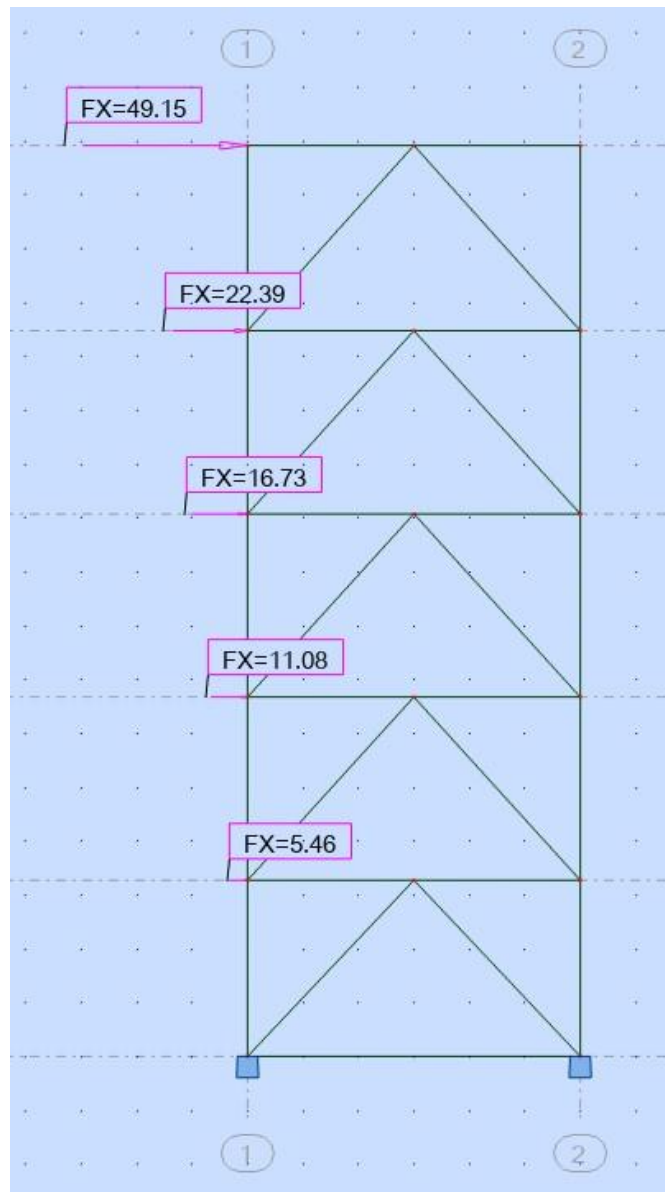


Figure IX.1: contreventement sens transversale pour le séisme en « V inversé »

D'après le logiciel ROBOT

Tableau IX.1: Les efforts des barres 17,19,21,23,25 de séisme sens transversale

Barre/Noeud/Cas			FX [kN]
17/	1/	2	-251,29
17/	13/	2	-251,29
19/	4/	2	-246,12
19/	14/	2	-246,12
21/	5/	2	-218,67
21/	15/	2	-218,67
23/	8/	2	-177,21
23/	16/	2	-177,21
25/	9/	2	-122,95
25/	17/	2	-122,95

Pour le vent transversal

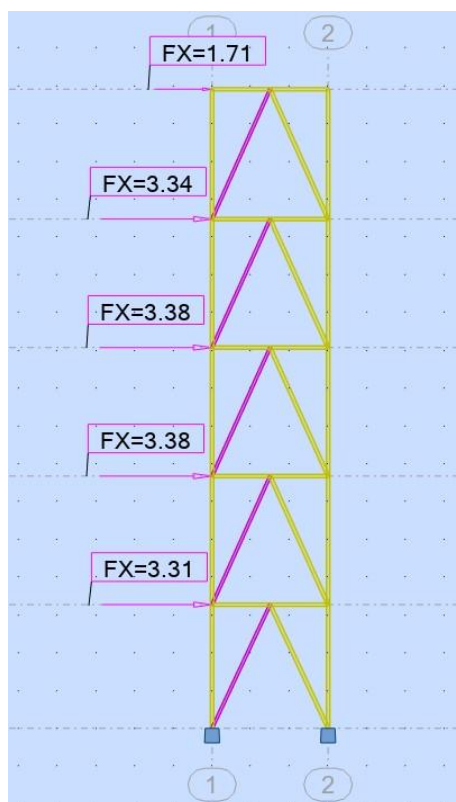


Tableau IX.2: contreventement sens transversale pour le vent séisme en « V inversé »

Tableau IX.3: Les efforts des barres 21,22,23,24,25 du vent dans la sen transversale

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]
21/ 13/ 2	-2,14
21/ 5/ 2	-2,14
22/ 14/ 2	-6,26
22/ 4/ 2	-6,26
23/ 15/ 2	-10,44
23/ 3/ 2	-10,44
24/ 16/ 2	-14,63
24/ 2/ 2	-14,63
25/ 17/ 2	-18,13
25/ 1/ 2	-18,13

### IX.2.1.2 Calcul des angles des diagonales

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{3,435}{3/2}\right) = 66,41^{\circ}$$

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{3,4}{3/2}\right) = 66,19^{\circ}$$

$$\gamma = \tan^{-1}\left(\frac{3,265}{3/2}\right) = 65,33^{\circ}$$

D'après le logiciel de robot :

$$N_{sd_s} = 251,25 \text{ kN ( d'après le tableau)}$$

$$N_{sd_v} = 1,5 \times 18,13 = 27,19 \text{ kN}$$

$$\text{Max}(N_{sd_s} ; N_{sd_v}) = 251,25 \text{ kN}$$

$$N_{sd_{\max 1}} = 251,25 \text{ kN}$$

### IX.2.1.3 Longueur des diagonales

$$D = \sqrt{3,265^2 + 1,5^2} = 3,59 \text{ m}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{F_y} = \frac{251,25 \times 1,1}{23,5} = 11,76$$

$$A \geq 11,76 \text{ cm}^2$$

### **IX.2.1.4 Vérification des palées « V inversé » UPN100**

#### **IX.2.1.4.1 Vérification sous l'effort de traction**

$$N_{tsd} \leq N_{trd}$$

$$A = 12,5 \text{ cm}^2 = 1250 \text{ mm}^2$$

$$N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,25 \times 235}{1,1} = 267,05 \text{ kN}$$

$$N_{trd} = 267,05 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 251,25 \text{ kN} \leq N_{trd} = 267,05 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### **IX.2.1.5 Conclusion**

Le profilé UPN100 convient pour la diagonale en « V inversé ».

**Dans la sen longitudinale**

$$A_{\text{ref1}} = \frac{3,435}{2} \times 8 = 13,74\text{m}$$

$$A_{\text{ref2}} = \frac{3,435 + 3,4}{2} \times 8 = 27,34\text{m}$$

$$A_{\text{ref3}} = \frac{3,4 + 3,4}{2} \times 8 = 27,2\text{m}$$

$$A_{\text{ref3}} = \frac{3,4 + 3,4}{2} \times 8 = 27,3\text{m} \quad A_{\text{ref4}} = \frac{3,4 + 3,265}{2} \times 8 = 26,66\text{m}$$

$$F = A_{\text{ref}} \times W_z$$

$$W_z = 132,6 \text{ daN/m}^2$$

$$\vec{F}_1 = A_{\text{ref1}} \times W_{(z)} = 13,74 \times 132,6 = 1821,92 \text{ daN}$$

$$\vec{F}_2 = A_{\text{ref2}} \times W_{(z)} = 27,34 \times 132,6 = 3625,28 \text{ daN}$$

$$\vec{F}_3 = A_{\text{ref3}} \times W_{(z)} = 27,2 \times 132,6 = 3606,72 \text{ daN}$$

$$\vec{F}_3 = A_{\text{ref3}} \times W_{(z)} = 27,2 \times 132,6 = 3606,72 \text{ daN}$$

$$\vec{F}_4 = A_{\text{ref4}} \times W_{(z)} = 26,66 \times 132,6 = 3535,12 \text{ daN}$$

IX.2.1.6 Calcul de la palée de stabilité

Pour le séisme

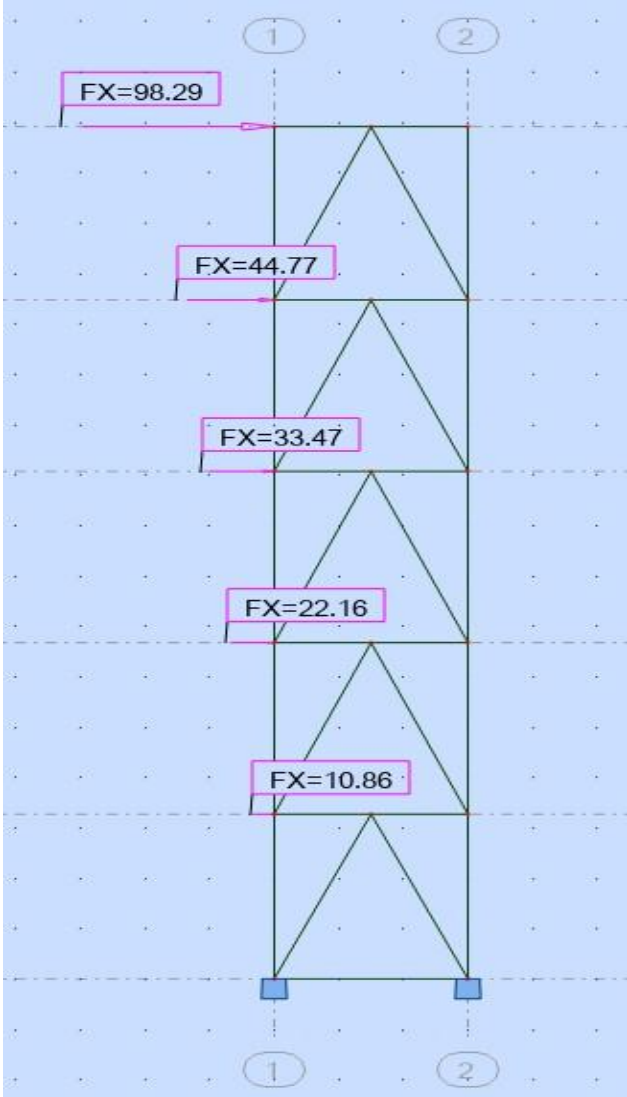


Figure IX.2: contreventement sens longitudinale des efforts au séisme en « V inversé »

D'après le ROBOT

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]
17/ 9/ 2	-37,39
17/ 17/ 2	-37,39
19/ 7/ 2	-54,06
19/ 16/ 2	-54,06
21/ 5/ 2	-66,71
21/ 15/ 2	-66,71
23/ 3/ 2	-75,08
23/ 14/ 2	-75,08
25/ 1/ 2	-77,52
25/ 13/ 2	-77,52

Tableau IX.4: Les forces des barres 25,23,21,19,17 de séisme sens longitudinale

Pour le vent

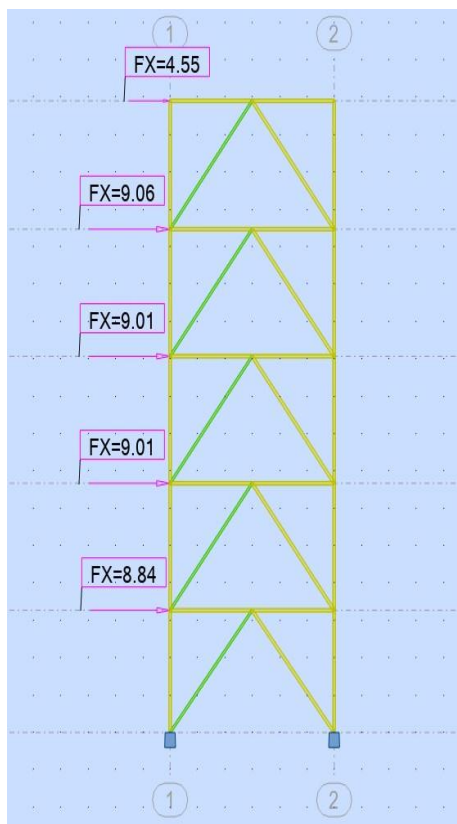


Figure IX.3 : contreventement sens longitudinale des efforts au vent en « V inversé »

D'après robot

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]
21/ 13/ 3	-3,46
21/ 5/ 3	-3,46
22/ 14/ 3	-10,29
22/ 4/ 3	-10,29
23/ 15/ 3	-17,09
23/ 3/ 3	-17,09
24/ 16/ 3	-23,90
24/ 2/ 3	-23,90
25/ 17/ 3	-29,93
25/ 1/ 3	-29,93

Tableau IX.5 : Les forces des barres 21,22,23,24 ,25 du vent dans la sen longitudinale

**IX.2.1.7 Calcul des angles des diagonales**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{3,435}{6/3}\right) = 48,87^{\circ}$$

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{3,4}{3}\right) = 45^{\circ}$$

$$\gamma = \tan^{-1}\left(\frac{3,265}{3}\right) = 47,42^{\circ}$$

D'après le robot on a :

$$N_{sd_v} = 1,5 \times 29,93 = 44,9 \text{ kN}$$

$$N_{sd_v} = 44,9 \text{ kN}$$

$$N_{sd_s} = 77,52 \text{ kN (D'après le robot)}$$

$$\text{Max}(N_{sd_s} ; N_{sd_v}) = 77,52 \text{ kN}$$

$$N_{sd_{\max}} = 77,52 \text{ kN}$$

Donc :

$$N_{sd} = 77,52 \text{ KN}$$

### IX.2.1.8 Longueur des diagonales

$$D = \sqrt{3,265^2 + 3^2} = 4,43\text{m}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{F_y} = \frac{77,52 \times 1,1}{23,5} = 3,63$$

$$A \geq 3,63\text{cm}^2$$

### IX.2.1.9 Vérification des palées « V inversé » cornière L50× 50 × 5

#### IX.2.1.9.1 Vérification sous l'effort de traction

$$N_{tsd} \leq N_{trd}$$

$$A = 4,80 = 480\text{mm}^2$$

$$N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,48 \times 235}{1,1} = 102,55 \text{ KN}$$

$$N_{trd} = 102,55 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 77,52 \text{ kN} \leq N_{trd} = 102,55\text{kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### Conclusion

La cornière L50× 50 × 5 convient pour la diagonale en « V inversé ».

### **X.1 Introduction**

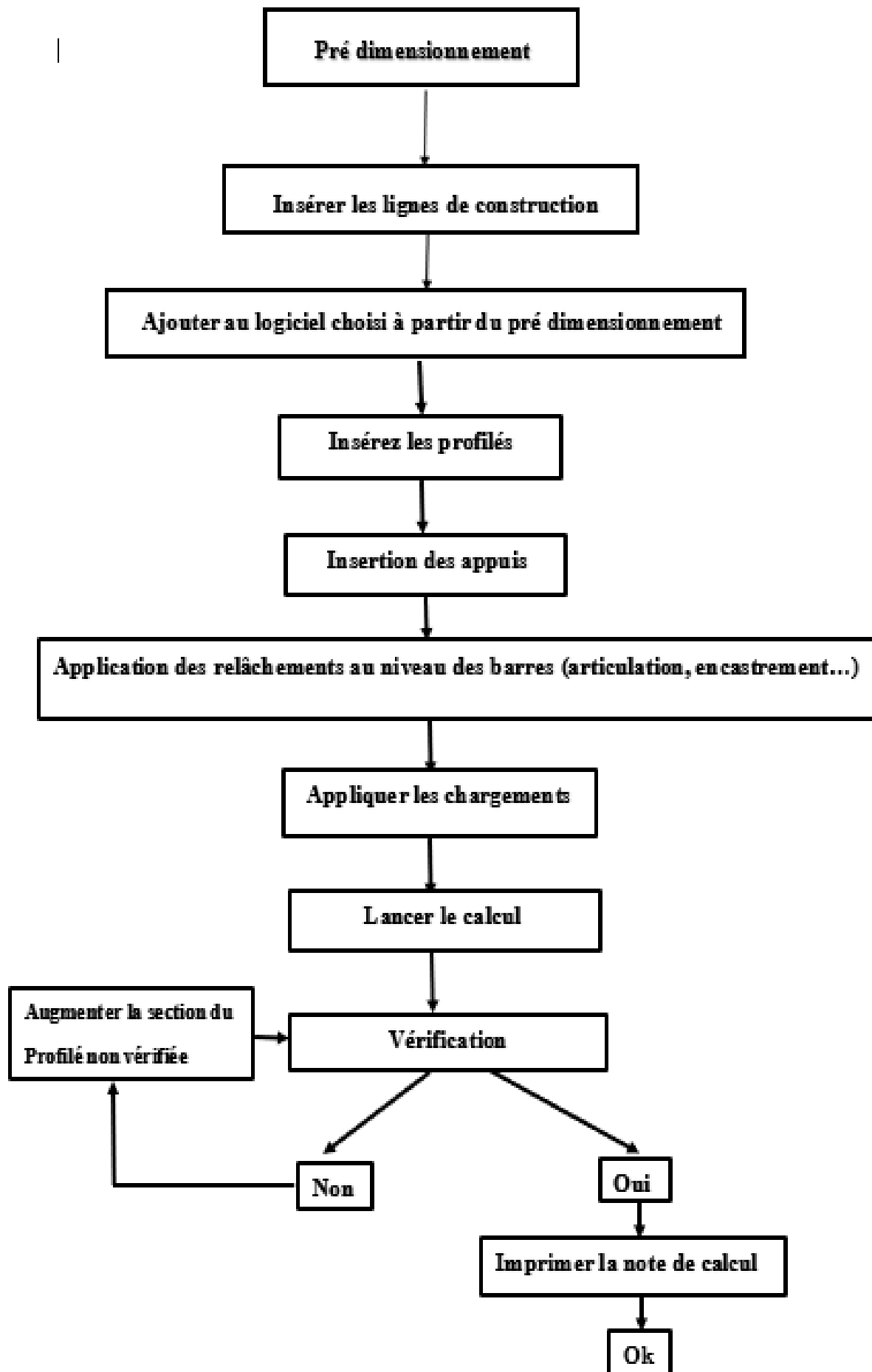
Ce chapitre consacré à vérifier tous les éléments aux sollicitation afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature.

La vérification de l'ossature nécessite préalable de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, séismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. Le calcul ce fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant toute leur période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres, contreventement ...) elles servent également au calcul des assemblages. Ainsi qu'à celui de l'infrastructure...etc).

### **X.2 Méthode de travail :**

L'organigramme ci-dessous résume les étapes de travail :



X.3 Modélisation géométrique

X.3.1 Vue EN 2D

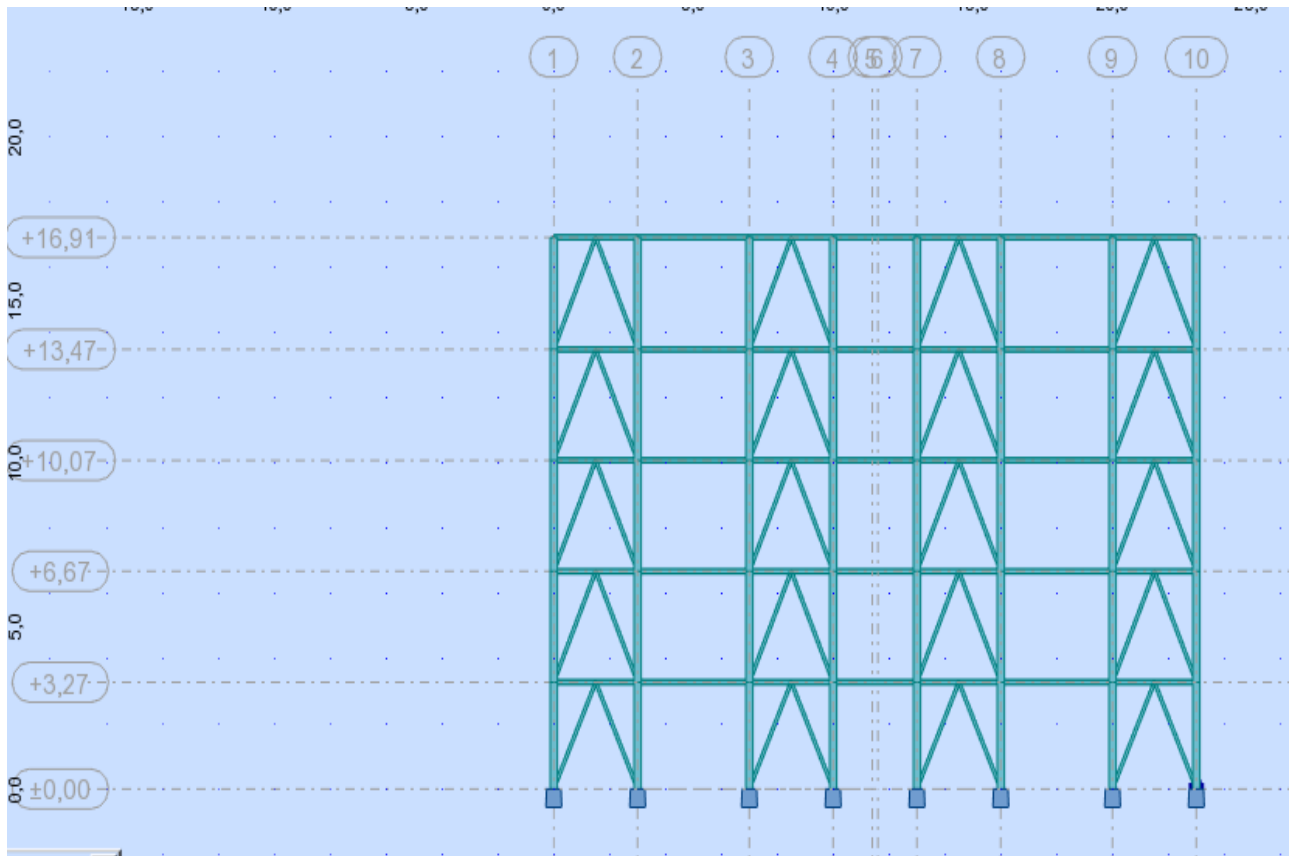


Figure X.1 : Vue en élévation en 2D de la structure dans le plan XZ

X.3.2 Vue en plan du plancher

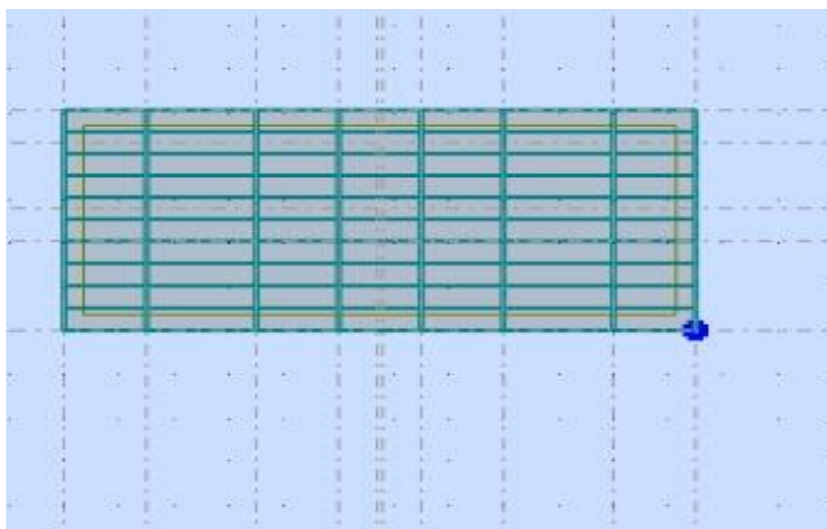


Figure X.2: Vue en plan du plancher terrasse

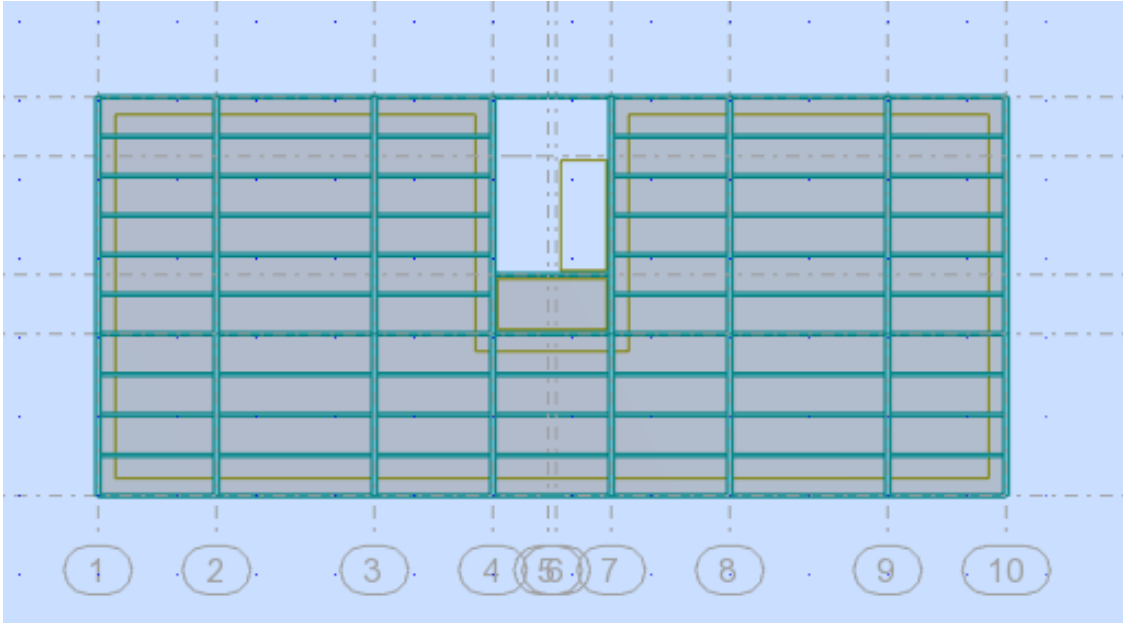


Figure X.3 : Vue en plan du l'étage courant

**X.3.3 Vue en élévation de la face pignon**

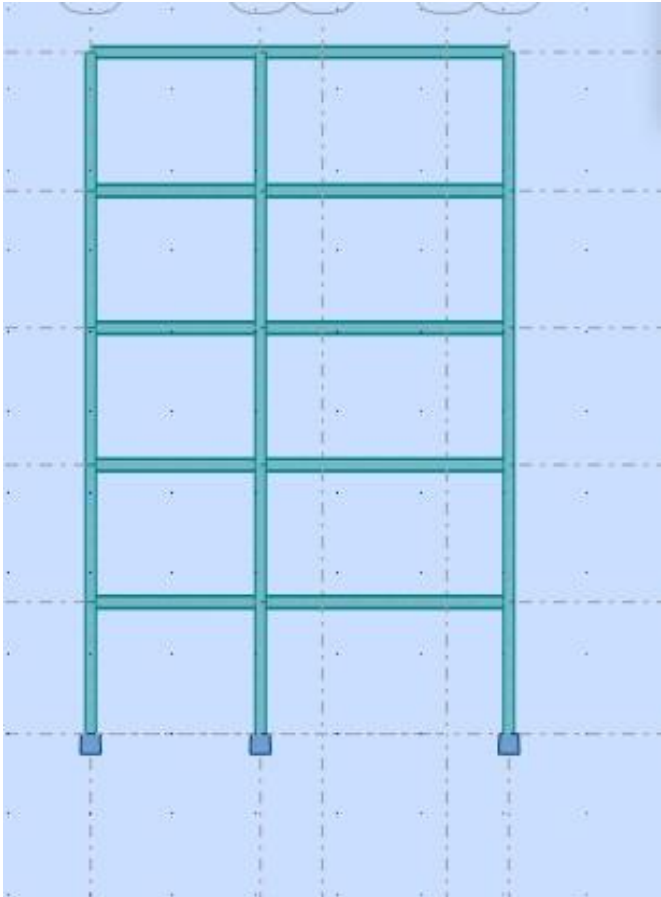


Figure X.4 : Vue en élévation de la face pignon YZ

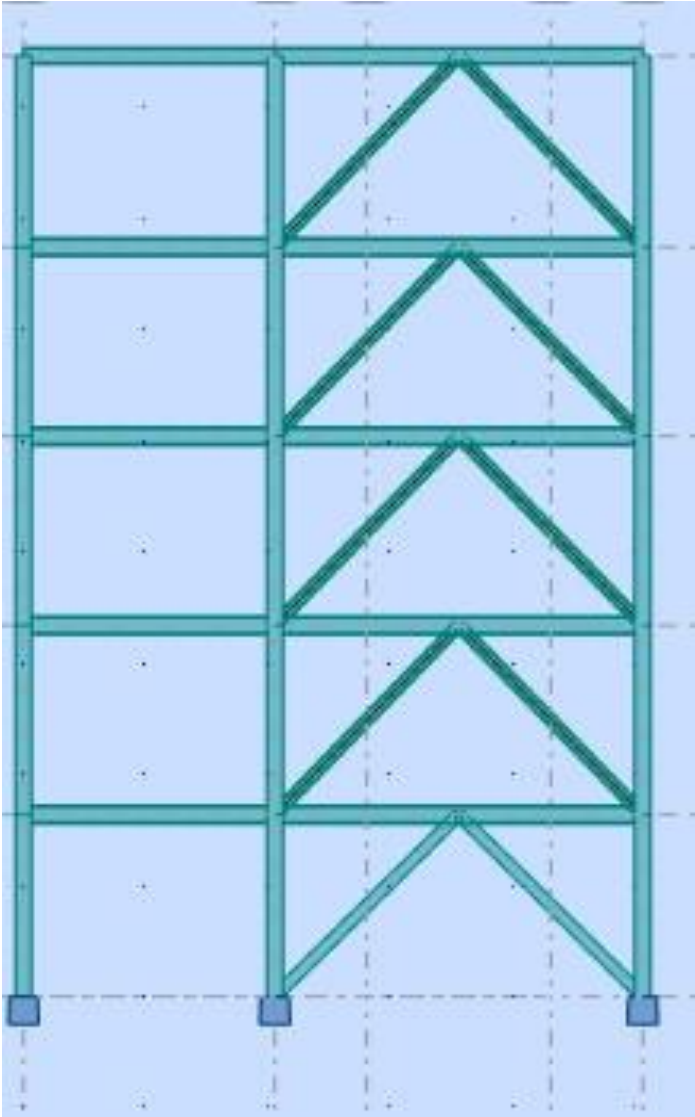


Figure X.5 : Vue en YZ

## X.4 Vérification à L'ELS à L'ELU

## X.4.1 Vérification de poteau RDC

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 20 Poteau\_20

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

0.00 m

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:*  $80 \text{ ELU}/67 = 1 * 1.35 + 6 * 1.35 + 7 * 1.35 + 4 * 1.05 + 5 * 1.05 + 2 * 1.50 + 3 * 0.75$   
 $(1 + 6 + 7) * 1.35 + (4 + 5) * 1.05 + 2 * 1.50 + 3 * 0.75$

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



**PARAMETRES DE LA SECTION:** poteau

h=25.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=26.0 cm	Ay=73.54 cm <sup>2</sup>	Az=28.76 cm <sup>2</sup>	Ax=86.82 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	Iy=10455.00 cm <sup>4</sup>	Iz=3667.56 cm <sup>4</sup>	Ix=46.30 cm <sup>4</sup>
tf=1.3 cm	Wely=836.40 cm <sup>3</sup>	Welz=282.12 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 778.19 kN	My,Ed = 56.02 kN*m	Mz,Ed = 17.61 kN*m	Vy,Ed = 7.86 kN
Nc,Rd = 2040.26 kN	My,Ed,max = 56.02 kN*m	Mz,Ed,max = 17.61 kN*m	Vy,T,Rd = 997.79 kN
Nb,Rd = 1969.88 kN	My,c,Rd = 196.55 kN*m	Mz,c,Rd = 66.30 kN*m	Vz,Ed = -31.03 kN
			Vz,T,Rd = 390.16 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

$L_y = 3.27 \text{ m}$

$\text{Lam}_y = 0.16$

$\text{Lcr}_y = 1.64 \text{ m}$

$X_y = 1.00$



en z:

$L_z = 3.27 \text{ m}$

$\text{Lam}_z = 0.27$

$\text{Lcr}_z = 1.64 \text{ m}$

$X_z = 0.97$

$$Lamy = 14.90$$

$$kzy = 0.62$$

$$Lamz = 25.16$$

$$kzz = 0.70$$

---

**FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:**

$$N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.93 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig},x,Ed^2 + 3*(\text{Tau},y,Ed + \text{Tau},ty,Ed)^2)/(\text{fy}/gM0)} = 0.67 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau},ty,Ed/(\text{fy}/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau},tz,Ed/(\text{fy}/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$\text{Lambda},y = 14.90 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00 \quad \text{Lambda},z = 25.16 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,\text{max}/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,\text{max}/(Mz,Rk/gM1) = 0.75 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,\text{max}/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,\text{max}/(Mz,Rk/gM1) = 0.76 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

---

**Profil correct !!!**

## X.4.2 Vérification du poteau d'étage

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 158 Poteau\_158

POINT: 7

COORDONNEE:  $x = 1.00$  L =

3.40 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif:  $80 \text{ ELU}/67=1*1.35+6*1.35+7*1.35+4*1.05+5*1.05+2*1.50+3*0.75$

$(1+6+7)*1.35+(4+5)*1.05+2*1.50+3*0.75$

MATERIAU:

ACIER  $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: poteau

$h=25.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=26.0 \text{ cm}$	$A_y=73.54 \text{ cm}^2$	$A_z=28.76 \text{ cm}^2$	$A_x=86.82 \text{ cm}^2$
$t_w=0.8 \text{ cm}$	$I_y=10455.00 \text{ cm}^4$	$I_z=3667.56 \text{ cm}^4$	$I_x=46.30 \text{ cm}^4$
$t_f=1.3 \text{ cm}$	$W_{ely}=836.40 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=282.12 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 344.16 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -31.16 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = -2.48 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = 0.41 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 2040.26 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -31.16 \text{ kN*m}$		$M_{z,Ed,max} = -2.48 \text{ kN*m}$
	$V_{y,T,Rd} = 997.74 \text{ kN}$		
$N_{b,Rd} = 1653.74 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 196.55 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 66.30 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = -17.70 \text{ kN}$
			$V_{z,T,Rd} = 390.15 \text{ kN}$
			$T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN*m}$
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 3.40 \text{ m}$	$\text{Lam}_y = 0.33$
$L_{cr,y} = 3.40 \text{ m}$	$X_y = 0.95$



en z:

$L_z = 3.40 \text{ m}$	$\text{Lam}_z = 0.56$
$L_{cr,z} = 3.40 \text{ m}$	$X_z = 0.81$

$$Lamy = 30.98$$

$$kzy = 0.59$$

$$Lamz = 52.31$$

$$kzz = 0.92$$

---

**FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:**

$$N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.36 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig},x,Ed^2 + 3*(\text{Tau},y,Ed + \text{Tau},ty,Ed)^2)/(\text{fy}/gM0)} = 0.33 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau},ty,Ed/(\text{fy}/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau},tz,Ed/(\text{fy}/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$\text{Lambda},y = 30.98 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00 \quad \text{Lambda},z = 52.31 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,\text{max}/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,\text{max}/(Mz,Rk/gM1) = 0.31 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,\text{max}/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,\text{max}/(Mz,Rk/gM1) = 0.34 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

---

**Profil correct !!!**

X.4.3 Vérification de poteau terrasse

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 475 Poteau\_475

**POINT:** 7

**COORDONNEE:** x = 1.00 L =

3.44 m

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* 14 ELU/1=1\*1.35+6\*1.35+7\*1.35+4\*1.50+5\*1.50+8\*1.50+2\*0.90+3\*0.75

(1+6+7)\*1.35+(4+5+8)\*1.50+2\*0.90+3\*0.75

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION:** poteau

h=25.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=26.0 cm	Ay=73.54 cm <sup>2</sup>	Az=28.76 cm <sup>2</sup>	Ax=86.82 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	Iy=10455.00 cm <sup>4</sup>	Iz=3667.56 cm <sup>4</sup>	Ix=46.30 cm <sup>4</sup>
tf=1.3 cm	Wely=836.40 cm <sup>3</sup>	Welz=282.12 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 229.14 kN	My,Ed = -48.12 kN*m	Mz,Ed = -7.49 kN*m	Vy,Ed = 3.35 kN
Nc,Rd = 2040.26 kN	My,Ed,max = -48.12 kN*m		Mz,Ed,max = -7.49 kN*m
	Vy,T,Rd = 997.83 kN		
Nb,Rd = 1955.86 kN	My,c,Rd = 196.55 kN*m	Mz,c,Rd = 66.30 kN*m	Vz,Ed = -23.74 kN
			Vz,T,Rd = 390.17 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

$L_y = 3.44$  m

$Lam_y = 0.17$



en z:

$L_z = 3.44$  m

$Lam_z = 0.28$

## Chapitre X

## Vérification des éléments structuraux

$$L_{cr,y} = 1.72 \text{ m}$$

$$X_y = 1.00$$

$$L_{cr,z} = 1.72 \text{ m}$$

$$X_z = 0.96$$

$$L_{amy} = 15.65$$

$$k_{zy} = 0.64$$

$$L_{amz} = 26.43$$

$$k_{zz} = 0.68$$

flambement par torsion:

$$\text{Courbe, } T=c$$

$$\alpha, T=0.49$$

$$L_t=3.44 \text{ m}$$

$$f_i, T=0.71$$

$$N_{cr, T}=7883.83 \text{ kN}$$

$$X, T=0.84$$

$$L_{am, T}=0.17$$

$$N_{b, T, Rd}=1709.95 \text{ kN}$$

flambement en flexion-torsion

$$\text{Courbe, } TF=c$$

$$\alpha, TF=0.49$$

$$N_{cr, y}=73459.77 \text{ kN}$$

$$f_i, TF=0.71$$

$$N_{cr, TF}=7883.83 \text{ kN}$$

$$X, TF=0.84$$

$$L_{am, TF}=0.51$$

$$N_{b, TF, Rd}=1709.95 \text{ kN}$$

---

### FORMULES DE VERIFICATION:

*Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.47 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{y,Ed} + \text{Tau}_{ty,Ed})^2} / (f_y/gM_0) = 0.36 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

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

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

$$\text{Tau}_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

$$\lambda_{y} = 15.65 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 26.43 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed} / \min(N_{b,Rd}, N_{b,T,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.13 < 1.00 \quad (6.3.1)$$

$$N_{Ed} / (X_y \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max} / (XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk}/gM_1) = 0.35 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (X_z \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max} / (XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk}/gM_1) = 0.35 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

---

**Profil correct !!!**

## X.4.4 Vérification des poutres principales d'étages courants

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 27 Poutre\_27

**POINT:** 7

**COORDONNEE:**  $x = 1.00 L =$

6.00 m

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:*  $87 \text{ ELU}/74 = 1 \cdot 1.35 + 6 \cdot 1.35 + 7 \cdot 1.35 + 5 \cdot 1.05 + 8 \cdot 1.05 + 2 \cdot 1.50$

$(1+6+7) \cdot 1.35 + (5+8) \cdot 1.05 + 2 \cdot 1.50$

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 300**

$h=30.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=15.0 \text{ cm}$	$A_y=36.16 \text{ cm}^2$	$A_z=25.68 \text{ cm}^2$	$A_x=53.81 \text{ cm}^2$
$t_w=0.7 \text{ cm}$	$I_y=8356.11 \text{ cm}^4$	$I_z=603.78 \text{ cm}^4$	$I_x=19.47 \text{ cm}^4$
$t_f=1.1 \text{ cm}$	$W_{ely}=557.07 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=80.50 \text{ cm}^3$	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{,Ed} = -0.25 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -111.34 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -0.23 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -0.25 \text{ kN}$
$N_{t,Rd} = 1264.58 \text{ kN}$	$M_{y,el,Rd} = 130.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,el,Rd} = 18.92 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 488.90 \text{ kN}$
	$M_{y,c,Rd} = 130.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 18.92 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -85.55 \text{ kN}$
			$V_{z,T,Rd} = 347.63 \text{ kN}$
			$T_{t,Ed} = 0.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.86 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.85 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.25 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

---

***Profil correct !!!***

## X.4.5 Vérification des poutres principales terrasse

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 503 Poutre\_503

**POINT:** 7

**COORDONNEE:**  $x = 1.00 L =$

6.00 m

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:*  $76 \text{ ELU}/63 = 1 \cdot 1.35 + 6 \cdot 1.35 + 7 \cdot 1.35 + 4 \cdot 1.05 + 2 \cdot 1.50 + 3 \cdot 0.75$

$(1+6+7) \cdot 1.35 + 4 \cdot 1.05 + 2 \cdot 1.50 + 3 \cdot 0.75$

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 330**

$h=33.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=16.0 \text{ cm}$	$A_y=42.28 \text{ cm}^2$	$A_z=30.81 \text{ cm}^2$	$A_x=62.61 \text{ cm}^2$
$t_w=0.8 \text{ cm}$	$I_y=11766.90 \text{ cm}^4$	$I_z=788.14 \text{ cm}^4$	$I_x=25.70 \text{ cm}^4$
$t_f=1.1 \text{ cm}$	$W_{ely}=713.15 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=98.52 \text{ cm}^3$	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{,Ed} = 30.17 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -96.46 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 1.03 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -0.62 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 1471.25 \text{ kN}$	$M_{y,el,Rd} = 167.59 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,el,Rd} = 23.15 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 573.08 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 1471.25 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 167.59 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 23.15 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -87.85 \text{ kN}$
			$V_{z,T,Rd} = 417.73 \text{ kN}$
			$T_{t,Ed} = 0.01 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:***Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.64 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.60 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.21 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

---

***Profil correct !!!***

## X.4.6 Vérification des solives d'étages courant (poutres secondaires)

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 117 Poutre\_117

POINT: 7

COORDONNEE:  $x = 1.00 L =$

4.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif:  $72 \text{ ELU}/59 = 1 \cdot 1.35 + 6 \cdot 1.35 + 7 \cdot 1.35 + 4 \cdot 1.05 + 5 \cdot 1.05 + 8 \cdot 1.05 + 2 \cdot 1.50 + 3 \cdot 0.75$

$(1+6+7) \cdot 1.35 + (4+5+8) \cdot 1.05 + 2 \cdot 1.50 + 3 \cdot 0.75$

MATERIAU:

ACIER  $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: solive

$h = 16.0 \text{ cm}$	$gM0 = 1.00$	$gM1 = 1.00$	
$b = 8.2 \text{ cm}$	$A_y = 13.73 \text{ cm}^2$	$A_z = 9.66 \text{ cm}^2$	$A_x = 20.09 \text{ cm}^2$
$t_w = 0.5 \text{ cm}$	$I_y = 869.29 \text{ cm}^4$	$I_z = 68.31 \text{ cm}^4$	$I_x = 3.53 \text{ cm}^4$
$t_f = 0.7 \text{ cm}$	$W_{ely} = 108.66 \text{ cm}^3$	$W_{elz} = 16.66 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 4.09 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -15.27 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 0.04 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -0.02 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 472.15 \text{ kN}$	$M_{y,el,Rd} = 25.54 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,el,Rd} = 3.92 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 186.29 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 472.15 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 25.54 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 3.92 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -16.09 \text{ kN}$
			$V_{z,T,Rd} = 131.02 \text{ kN}$
			$T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.62 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.61 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

---

***Profil correct !!!***

## X.4.7 Vérification des poutres secondaires terrasse (solives)

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 536 Poutre\_536

**POINT:** 7

**COORDONNEE:**  $x = 1.00 L =$

3.00 m

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:*  $80 \text{ ELU}/67 = 1*1.35 + 6*1.35 + 7*1.35 + 4*1.05 + 5*1.05 + 2*1.50 + 3*0.75$

$(1+6+7)*1.35 + (4+5)*1.05 + 2*1.50 + 3*0.75$

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



**PARAMETRES DE LA SECTION:** solive

$h = 16.0 \text{ cm}$	$gM0 = 1.00$	$gM1 = 1.00$	
$b = 8.2 \text{ cm}$	$A_y = 13.73 \text{ cm}^2$	$A_z = 9.66 \text{ cm}^2$	$A_x = 20.09 \text{ cm}^2$
$t_w = 0.5 \text{ cm}$	$I_y = 869.29 \text{ cm}^4$	$I_z = 68.31 \text{ cm}^4$	$I_x = 3.53 \text{ cm}^4$
$t_f = 0.7 \text{ cm}$	$W_{ely} = 108.66 \text{ cm}^3$	$W_{elz} = 16.66 \text{ cm}^3$	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{,Ed} = 2.06 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -7.36 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = 0.30 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = -0.19 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 472.15 \text{ kN}$	$M_{y,el,Rd} = 25.54 \text{ kN*m}$	$M_{z,el,Rd} = 3.92 \text{ kN*m}$	$V_{y,T,Rd} = 186.30 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 472.15 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 25.54 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 3.92 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = -13.53 \text{ kN}$
			$V_{z,T,Rd} = 131.03 \text{ kN}$
			$T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN*m}$
			Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.37 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.29 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

---

***Profil correct !!!***

## X.4.8 Vérification des poutres palières

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 624 Poutre\_624

**POINT:** 1

**COORDONNEE:**  $x = 0.00$  L =

0.00 m

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:*  $72 \text{ ELU}/59 = 1 \cdot 1.35 + 6 \cdot 1.35 + 7 \cdot 1.35 + 4 \cdot 1.05 + 5 \cdot 1.05 + 8 \cdot 1.05 + 2 \cdot 1.50 + 3 \cdot 0.75$   
 $(1+6+7) \cdot 1.35 + (4+5+8) \cdot 1.05 + 2 \cdot 1.50 + 3 \cdot 0.75$

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 160**

$h = 16.0 \text{ cm}$	$gM0 = 1.00$	$gM1 = 1.00$	
$b = 8.2 \text{ cm}$	$A_y = 13.73 \text{ cm}^2$	$A_z = 9.66 \text{ cm}^2$	$A_x = 20.09 \text{ cm}^2$
$t_w = 0.5 \text{ cm}$	$I_y = 869.29 \text{ cm}^4$	$I_z = 68.31 \text{ cm}^4$	$I_x = 3.53 \text{ cm}^4$
$t_f = 0.7 \text{ cm}$	$W_{ely} = 108.66 \text{ cm}^3$	$W_{elz} = 16.66 \text{ cm}^3$	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{,Ed} = 4.27 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -17.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 0.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 1.40 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 472.15 \text{ kN}$	$M_{y,el,Rd} = 25.54 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,el,Rd} = 3.92 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 186.28 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 472.15 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 25.54 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 3.92 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 26.77 \text{ kN}$
			$V_{z,T,Rd} = 131.02 \text{ kN}$
			$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.90 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.68 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.20 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

---

***Profil correct !!!***

## X.4.9 Vérification des limons

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 652 Poutre\_652  
1.72 m

POINT: 4

COORDONNEE:  $x = 0.50 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif:  $40 \text{ ELU}/27 = 1 \cdot 1.35 + 6 \cdot 1.35 + 7 \cdot 1.35 + 5 \cdot 1.50 + 8 \cdot 1.50 + 2 \cdot 0.90$   
 $(1+6+7) \cdot 1.35 + (5+8) \cdot 1.50 + 2 \cdot 0.90$

MATERIAU:

ACIER  $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 200

$h=20.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=7.5 \text{ cm}$	$A_y=18.93 \text{ cm}^2$	$A_z=17.07 \text{ cm}^2$	$A_x=32.02 \text{ cm}^2$
$t_w=0.9 \text{ cm}$	$I_y=1910.50 \text{ cm}^4$	$I_z=147.81 \text{ cm}^4$	$I_x=11.03 \text{ cm}^4$
$t_f=1.1 \text{ cm}$	$W_{ely}=191.05 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=26.95 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 2.39 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 6.37 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -0.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -0.06 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 752.53 \text{ kN}$	$M_{y,el,Rd} = 44.90 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,el,Rd} = 6.33 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 256.79 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 752.53 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 44.90 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 6.33 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -0.00 \text{ kN}$
			$V_{z,T,Rd} = 231.58 \text{ kN}$
			$T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

*Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / (f_y / \gamma_{M0}) = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

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

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

$$\tau_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

---

***Profil correct !!!***

## X.4.10 Vérification des contreventements transversale

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

## FAMILLE:

PIECE: 821 Barre\_821

POINT: 1

COORDONNEE:  $x = 0.00$  L =

0.00 m

## CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 11 Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses\_X

## MATERIAU:

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa



## PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 100

$h=10.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=5.0$ cm	$A_y=9.54$ cm <sup>2</sup>	$A_z=6.23$ cm <sup>2</sup>	$A_x=13.50$ cm <sup>2</sup>
$t_w=0.6$ cm	$I_y=206.00$ cm <sup>4</sup>	$I_z=29.30$ cm <sup>4</sup>	$I_x=2.81$ cm <sup>4</sup>
$t_f=0.9$ cm	$W_{ely}=41.20$ cm <sup>3</sup>	$W_{elz}=8.49$ cm <sup>3</sup>	

## EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 9.54$  kN

$N_{c,Rd} = 317.25$  kN

$N_{b,Rd} = 36.92$  kN

Classe de la section = 3



## PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

## PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

$L_y = 3.72$  m

$L_{am,y} = 1.01$

$L_z = 3.72$  m

$L_{am,z} = 2.69$

$L_{cr,y} = 3.72$  m

$X_y = 0.53$

$L_{cr,z} = 3.72$  m

$X_z = 0.12$

$L_{amy} = 95.13$

$L_{amz} = 252.25$

## FORMULES DE VERIFICATION:

*Contrôle de la résistance de la section:*

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

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$\lambda_{y} = 95.13 < \lambda_{max} = 210.00$        $\lambda_{z} = 252.25 > \lambda_{max} = 210.00$     INSTABLE

$N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.26 < 1.00$  (6.3.1.1.(1))

---

***Profil correct !!!***

## X.4.11 Vérification de contreventement longitudinale

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

## FAMILLE:

PIECE: 851 Barre\_851

POINT: 1

COORDONNEE:  $x = 0.00$  L =

0.00 m

## CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 12 Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses\_Y

## MATERIAU:

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa



## PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 50x5

$h=5.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=5.0$ cm	$A_y=2.50$ cm <sup>2</sup>	$A_z=2.50$ cm <sup>2</sup>	$A_x=4.80$ cm <sup>2</sup>
$t_w=0.5$ cm	$I_y=10.96$ cm <sup>4</sup>	$I_z=10.96$ cm <sup>4</sup>	$I_x=0.40$ cm <sup>4</sup>
$t_f=0.5$ cm	$W_{ely}=3.04$ cm <sup>3</sup>	$W_{elz}=3.04$ cm <sup>3</sup>	

## EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 7.77$  kN

$N_{c,Rd} = 112.80$  kN

$N_{b,Rd} = 9.96$  kN

Classe de la section = 3



## PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

## PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 4.53$  m

$\lambda_{m,y} = 3.20$

$L_{cr,y} = 4.53$  m

$X_y = 0.09$

$\lambda_{m,y} = 300.07$



en z:

$L_z = 4.53$  m

$\lambda_{m,z} = 3.20$

$L_{cr,z} = 4.53$  m

$X_z = 0.09$

$\lambda_{m,z} = 300.07$

## FORMULES DE VERIFICATION:

*Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

$$\lambda_{y} = 300.07 > \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 300.07 > \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{INSTABLE}$$

$$N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.78 < 1.00 \quad (6.3.1.1.(1))$$

---

***Profil correct !!!***

### **X.5 Conclusion**

Après avoir les vérifications permettant de satisfaire les conditions de stabilité et de résistance, on représente les différents éléments adoptés dans le tableau ci –dessous

Poteau	HEA260
Poutre principale terrasse	IPE330
Poutre principale d'étage courant	IPE300
Poutre secondaire	IPE160
Solive	IPE160
Poutre palière	IPE160
Limon	UPN200
Contreventement transversale	UPN100
Contreventement longitudinale	L50× 50 × 5

## **XI.1 Introduction**

En assemblages métallique, les assemblages sont essentiels : ils assurent liaison et solidarisation des pièce variées (poutre, poteaux, etc.), d'où la transmission et répartition des efforts entre les éléments structurels, Il leur est aussi attribuée une conception et un calcul d'importance équivalente à celui des dimensions des pièces elles-mêmes, puisqu'un assemblage mal conçu ou mal posé peut altérer la sécurité et la stabilité de l'ensemble de la structure.

Le calcul des assemblages consiste à s'assurer que les moyens de liaison (boulonnage, soudure, etc.) sont en mesure d'explorer les sollicitations (efforts normaux, tranchants, moments sans produire des sollicitations parasites, tout en suivant les règles de l'art et les normes applicables. Il y a essentiellement deux genres d'assemblages : les assemblages articulés, qui transmettent les efforts normaux et tranchants uniquement, et les assemblages rigides, qui transmettent les moments de flexion.

La méthode de calcul implique donc de reconnaître les sollicitations, de choisir le type d'assemblage approprié, et de contrôler la résistance des organes de liaison (boulons, soudures, etc.) selon les schémas traditionnels de la résistance des matériaux. Cette étape est importante afin de garantir la fiabilité et la durée de l'ouvrage.

Le logiciel ROBOT nous permet de calculé des différents assemblages et les résultats des calculs sont comme suites :

## **XI.2 Les types d'assemblages**

### **XI.2.1 Assemblage du pied de poteau encastré**

L'assemblage du pied de poteau encastré est un système de liaison entre une fondation en béton et un poteau métallique, ayant pour fonction de transmettre non seulement les efforts horizontaux (effort tranchant) et verticaux (compression), mais les moments de flexion. L'assemblage que nous considérons permet de réaliser la continuité mécanique entre la structure métallique et la fondation en évitant toute rotation du poteau à son point de base.

Le plus souvent, la configuration est de braser une platine d'assise sur le bout du poteau et de la fixer sur la fondation à l'aide de quatre tiges d'ancrage (ou davantage comme nécessaire). Cette disposition a pour objectif que la fondation elle-même ne soit pas capable de se tourner sous l'effet des efforts transmis par le poteau, mais que l'on puisse traiter la liaison comme

encastrée dans les calculs de structure. La platine peut être augmentée de raidisseurs pour fournir un minimum de résistance de flexion et aux autres charges.

### **XI.2.1.1 Calcul de la base du poteau encastré**

La section transversale du poteau est un HEA260. L'épaisseur de la plaque d'assise est de 30mm. Les dimensions de la fondation en béton sont inconnues. L'acier est de nuance S235. Le béton est de grande C25/30. Les coefficients partiels de sécurité des matériaux sont :

#### **Donnée de base :**

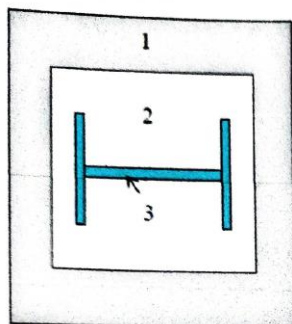
Plaque d'assise en acier de nuance :  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

Fondation en béton de classe C25 :  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

Coefficients partiel de sécurité :

Béton :  $\gamma_c = 1,5$

Acier :  $\gamma_{M0} = 1,1$  ,  $\gamma_{M2} = 1,25$



- 1 : Fondation en béton de dimensionnement inconnue.
- 2 : Plaque d'assise.
- 3 : Section de poteau HEA 240

### **XI.2.1.2 Caractéristique géométriques de la section :**

$h = 250 \text{ mm}$

$b = 240 \text{ mm}$

$t_f = 12,5 \text{ mm}$

$t_w = 7,5 \text{ mm}$

### Partie tendue

La résistance à la traction des deux boulons d'ancrage M20 (section nette  $A_s = 245\text{mm}^2$ ) est de :

$$F_{2S..Rd} = 2 \times \frac{A_s \times f_y}{\gamma_{Mb}} = 2 \times \frac{245 \times 235}{1,25} = 92120 \text{ N}$$

$$F_{2S..Rd} = 92120 \text{ N} = 92,12 \text{ kN}$$

La résistance de la plaque d'assise en flexion sous l'effet de la force est :

$$F_{pl.Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{m \gamma_{M0}} = \frac{b \times t^2 \times f_y}{6 m \gamma_{M0}} = \frac{400 \times 30^2 \times 235}{6 \times 45 \times 1,1} = 284848,48 \text{ N}$$

$$F_{pl.Rd} = 284848,48 \text{ N} = 284,848 \text{ kN}$$

$$F_{2S..Rd} < F_{pl.Rd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### Partie comprimée

Les poteaux doivent être munis de plaques d'assise capable de répartir les efforts de compression du poteau sur une surface portante de telle sorte que la pression de contact ne dépasse pas la résistance de calcul de la liaison  $f_j$ .

#### XI.2.1.3 Résistance du béton à la compression

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$$

$\alpha_{cc}$  : 0,85 (donnée dans l'annexe nationale)

$\alpha$  : 1,5

La résistance de calcul du béton devient :

$$f_{cd} : 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,2 \text{ N/mm}^2$$

**XI.2.1.4 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :**

La résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement est donnée par la relation :

$$f_{jd} = \alpha \beta_j f_{cd}$$

La valeur du coefficient du matériau de scellement est :  $\beta_j = \frac{2}{3}$

Les dimensions de la fondation étant inconnues, prendre  $(A_{cl} / A_{co})^{0,5} = \alpha = 1,5$

La résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

$$f_{jd} = \alpha \beta_j f_{cd} = f_{cd} = 14,2 \text{ N/mm}^2$$

**XI.2.1.5 Calcul de la largeur d'appui additionnelle C :**

$$C = t \times \left( \frac{f_{yp}}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{M0}} \right)^{0,5}$$

t : épaisseur de la plaque d'assise en acier t = 30mm

$f_y$  : limite d'élasticité de l'acier de la plaque d'assise.

$$C = t \sqrt{\frac{f_y}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{M0}}} = 30 \times \sqrt{\frac{235}{3 \times 14,2 \times 1,1}} = 67,2 \text{ mm}$$

Soit C = 70mm

$$C = 70 \text{ mm} \leq (h_c - 2t_f) = 250 - 2(12,5) / 2 = 112,5 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des aires en compression pour les tronçons des deux semelles.



Calcul de l'excentricité de la charge de compression

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{27,91}{451,40} = 61 \text{ mm}$$

$$a' = 250 + 2 \times 70 = 390 \text{ mm}$$

### XI.3 Calcul du pied de poteau encastré

L'encoche de pied de poteau est une liaison rigide entre le frottement et le bas d'un poteau, qui peut résister aux efforts verticaux et aux moments de flexion. Cette articulation garantit une meilleure rigidité de la structure en régulant les rotations de la base et est donc extrêmement pratiquement intéressant dans des bâtiments ayant des charges importantes ou des contraintes de déplacement rigides, comme la présence d'équipement roulants de pont. Il lui faut toutefois des fondements d'une plus grande importance et une meilleure conception, en utilisant notamment des platines soudées, des tiges d'ancrage et des raidisseurs occasionnels pour amener l'ensemble à la nécessité de rigidité.

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016	
	<b>Calcul du Pied de Poteau encastré</b> Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	

## GENERAL

Assemblage N°: 11  
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré  
 Noeud de la structure: 47  
 Barres de la structure: 24

## GEOMETRIE

### POTEAU

Profilé: HEA 260  
 Barre N°: 24

$L_c = 3,27$  [m] Longueur du poteau  
 $\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 250$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 260$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 13$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$L_c =$	3,27	[m]	Longueur du poteau
$r_c =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	86,82	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	10455,00	[cm <sup>4</sup> ]	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**

$l_{pd} =$	420	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	400	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	20	[mm]	Epaisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ypd} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

### **ANCRAGE**

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe =	10.9	Classe de tiges d'ancrage	
$f_{yb} =$	670,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	2,45	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,14	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	2	Nombre de colonnes des boulons	
$n_V =$	2	Nombre de rangées des boulons	
Ecartement $e_{Hi} =$	340	[mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	300	[mm]	

#### **Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 =$	60	[mm]
$L_2 =$	500	[mm]
$L_3 =$	120	[mm]
$L_4 =$	100	[mm]

#### **Platine**

$l_{wd} =$	60	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	60	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	10	[mm]	Epaisseur

$l_{wd} = 60$  [mm] Longueur

### **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**

$L = 2000$  [mm] Longueur de la semelle

$B = 2000$  [mm] Largeur de la semelle

$H = 600$  [mm] Hauteur de la semelle

#### **Béton**

Classe BETON20

$f_{ck} = 20,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

#### **Mortier de calage**

$t_g = 30$  [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

### **SOUDURES**

$a_p = 5$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

### **EFFORTS**

---

Ca 80:  $ELU/67=1*1.35+6*1.35+7*1.35+4*1.05+5*1.05+2*1.50+3*0.75$

s:  $(1+6+7)*1.35+(4+5)*1.05+2*1.50+3*0.75$

$N_{j,Ed} = -209,65$  [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = -6,19$  [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = 15,38$  [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = -32,16$  [kN\*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = -13,95$  [kN\*m] Moment fléchissant

### **RESULTATS**

---

**ZONE COMPRIMEE**

**COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} = 13,33$	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j = 21,90$	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$			
$c = 38$	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} = 88$	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 336$	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} = 295,86$	[cm <sup>2</sup> ]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} = 2474,21$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$			
$F_{rd,u} = 1140,77$	[kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j = 0,67$		Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$			
$f_{jd} = 25,71$	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} = 715,90$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} = 295,86$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} = 295,86$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$			
$F_{c,Rd,n} = 1840,24$	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 760,52$	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} = 760,52$	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

**AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION**

$CL = 2,00$		Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} = 919,86$	[cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 216,17$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 238$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y} = 910,17$	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} = 430,18$	[cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 101,09$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} = 168$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z} = 602,37$	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

**RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE**

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$$N_{j,Rd} = 1840,24 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle à l'effort axial} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$$F_{c,Rd,y} = 760,52 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$$F_{c,Rd,z} = 602,37 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

**ZONE TENDUE**

**RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE**

$$A_b = 2,45 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de section efficace du boulon} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$f_{ub} = 1000,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\text{Beta} = 0,85 \quad \text{Coefficient de réduction de la résistance du boulon} \quad [3.6.1.(3)]$$

$$F_{t,Rd,s1} = \text{beta} \cdot 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd,s1} = 149,94 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la rupture} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\gamma_{Ms} = 1,20 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$f_{yb} = 670,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Limite de plasticité du matériau du boulon} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$$

$$F_{t,Rd,s2} = 136,79 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la rupture} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$$F_{t,Rd,s} = 136,79 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la rupture}$$

**ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON**

$$f_{ck} = 20,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance caractéristique du béton à la compression} \quad \text{EN 1992-1:[3.1.2]}$$

$$f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$$

$$f_{ctd} = 1,03 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance de calcul à la traction} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$\eta_1 = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$\eta_2 = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 2,32 \text{ [MPa]} \quad \text{Adhérence de calcul admissible} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$h_{ef} = 500 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$$

$$F_{t,Rd,p} = 72,91 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

**ARRACHEMENT DU CONE DE BETON**

$$h_{ef} = 500 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 375,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$S_{cr,N} = 1500 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur critique du cône de béton} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 375,00$  [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$c_{cr,N} = 750$  [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.4]

$A_{c,N0} = 33120,00$  [cm<sup>2</sup>] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.4]

$A_{c,N} = 33120,00$  [cm<sup>2</sup>] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.4]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 1,00$  Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.4]

$c = 750$  [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.4]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 1,00$  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]

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$F_{t,Rd,c} = 173,6$  [kN Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de  
= 1 ] béton EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

**FENDAGE DU BETON**

$h_{ef} = 500$  [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.5]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 375,00$  [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.5]

$s_{cr,N} = 1000$  [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.5]

$c_{cr,N} = 500$  [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.5]

$A_{c,N0} = 17420,00$  [cm<sup>2</sup>] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.5]

$A_{c,N} = 17420,00$  [cm<sup>2</sup>] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.5]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 1,00$  Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.5]

$c = 500$  [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.5]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 1,00$  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]

$$\psi_{h,N} = (h/(2 * h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$\psi_{h,N} = 0,71$  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]

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} * \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$$

$F_{t,Rd,sp} = 123,50$  [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton

CEB [9.2.5]

**RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION**

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd} = 72,91$  [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

**FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE**

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,y}$**

$l_{eff,1} = 167$  [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 167$  [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 44$  [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 3,94$  [kN\*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 3,94$  [kN\*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 360,01$  [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 161,02$  [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 145,83$  [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,y} = 145,83$  [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,z}$**

$l_{eff,1} = 167$  [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 167$  [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 44$  [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 3,94$  [kN\*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 3,94$  [kN\*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 360,01$  [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 161,02$  [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 145,83$  [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,z} = 145,83$  [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

**RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE**

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y} = 145,83$  [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$

$F_{T,Rd,z} = 145,83$  [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)

$0,11 < 1,00$

vérifié

(0,11)

$e_y =$	153	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	119	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	170	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	104,17	[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)			$0,31 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,31)
$e_z =$	67	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,z} =$	84	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} =$	150	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	44,71	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)			$0,31 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,31)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$			$0,62 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,62)

## **CISAILLEMENT**

### **PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE**

#### **Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$**

$\alpha_{d,y} = 0,76$  Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = 0,76$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{1,vb,Rd}$  [Tableau 3.4]

$k_{1,y} = 2,50$  Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 221,21$  [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

#### **Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$**

$\alpha_{d,z} = 0,61$  Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 0,61$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{1,vb,Rd}$  [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$  Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 176,97$  [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

### **CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE**

$\alpha_b = 0,25$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{2,vb,Rd}$  [6.2.2.(7)]

$A_{sb} = 2,45$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 1000,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{sb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 48,61$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$  Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 0,79$  [kN\*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 50$  [mm] Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1,20$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 26,31$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

**RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER**

$N_{Rk,c} = 375,00$  [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]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 347,22$  [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

**ECRASEMENT DU BORD DU BETON**

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,y}$**

$V_{Rk,c,y}^0 = 1791,8$  [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB  
 = 6 ] [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,y} = 0,31$  Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,y} = 1,29$  Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB  
 [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,y} = 0,90$  Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB  
 [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,y} = 1,00$  Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB  
 [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$  Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$  Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB  
 [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2,16$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,y} = 292,51$  [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,z}$**

$V_{Rk,c,z}^0 = 1728,9$  [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB  
 = 9 ] [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,z} = 0,33$  Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,z} = 1,28$  Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB  
 [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,z} = 0,90$  Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB  
 [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,z} = 1,00$  Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB  
 [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$  Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$  Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB  
 [9.3.4.(g)]

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,z}$**

$V_{Rk,c,z} = 1728,9$  [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\gamma_{Mc} = 2,16$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,c,z} = 303,95$  [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)]

$N_{c,Ed} = 209,65$  [kN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$

$F_{f,Rd} = 62,89$  [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

**CONTROLE DU CISAILLEMENT**

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 168,14$  [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$   $0,04 < 1,00$  **vérifié** (0,04)

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z} = 168,14$  [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,09 < 1,00$  **vérifié** (0,09)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,13 < 1,00$  **vérifié** (0,13)

**SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE**

$\sigma_{\perp} = 96,32$  [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 96,32$  [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{yII} = -1,21$  [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à  $V_{j,Ed,y}$  [4.5.3.(7)]

$\tau_{zII} = 6,84$  [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à  $V_{j,Ed,z}$  [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,85$  Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$  (4.1)  $0,37 < 1,00$  **vérifié** (0,37)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$  (4.1)  $0,56 < 1,00$  **vérifié** (0,56)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$  (4.1)  $0,27 < 1,00$  **vérifié** (0,27)

**RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE**

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,y}$**

$b_{eff} =$	88	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	336	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$				
$k_{13,y} =$	19	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	167	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	44	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	7	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	230	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,32		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	63629,76	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	201426,61	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,z}$**

$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 \cdot E)$				
$k_{13,z} =$	19	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	167	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	44	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	7	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	230	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,54		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	56993,71	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	70659,41	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

**COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:**

AILE DU POTEAU EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,62

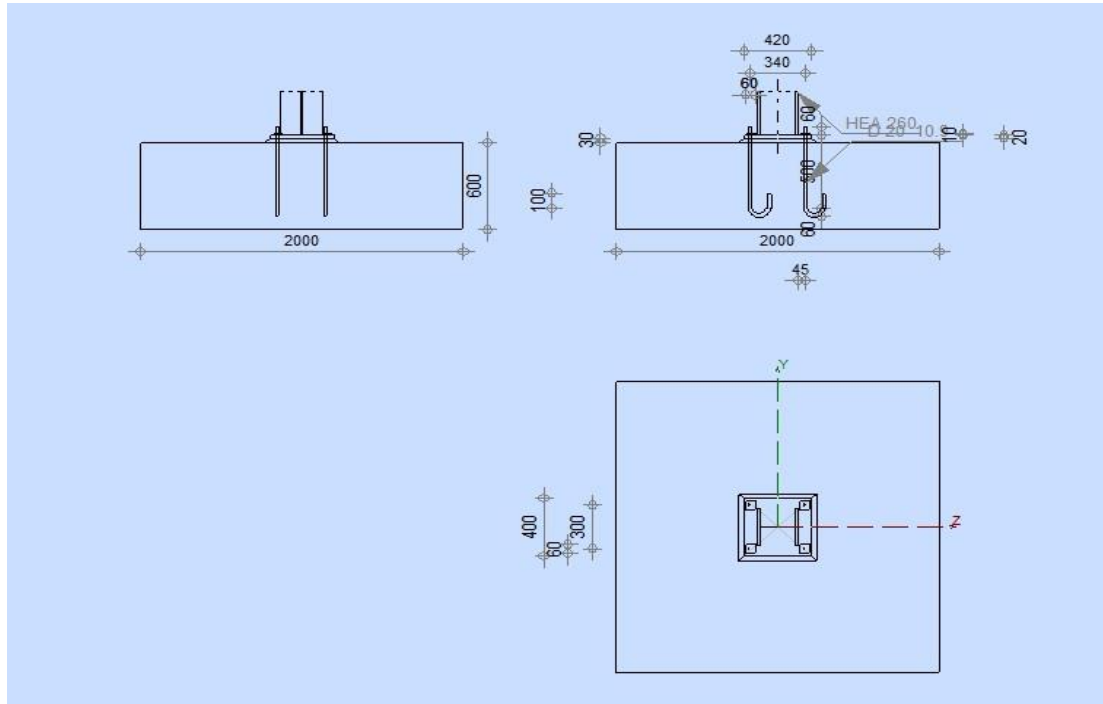


Figure XI.1 : schéma d'assemblage pied de poteau

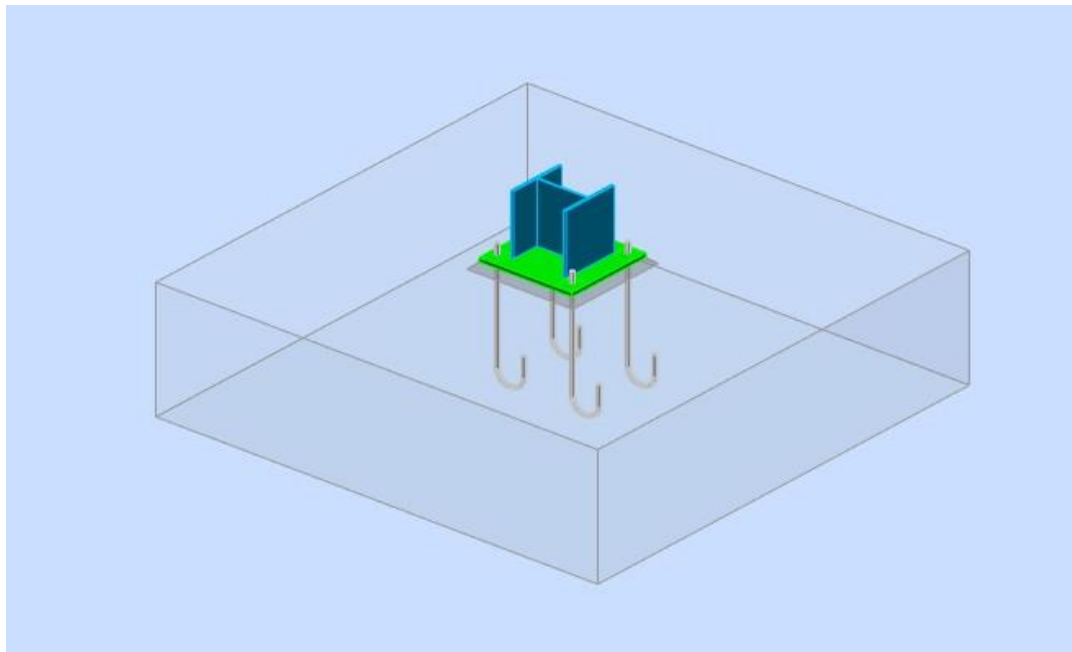




Figure XI.2 : Assemblage pied de poteau

## XI.4 Assemblage solive poutre

L'assemblage solive-poutre désigne le raccord entre une poutre (élément structurant majeur) est une solive (latérale horizontale qui supporte le plancher), qui permet la transmission des charges planchéris à la structure portante de l'ouvrage. Il se peut faire de plusieurs manières suivant le matériau employé (bois, métal) et le rôle visé.

Solive : IPE160

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016	
	<b>Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)</b> NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

## GENERAL

Assemblage N°: 4  
 Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)  
 Noeud de la structure: 55  
 Barres de la structure: 26, 49

## GEOMETRIE

### POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 300  
 Barre N°: 26

$\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_g = 300$  [mm] Hauteur de la section poutre principale  
 $b_{fg} = 150$  [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale  
 $t_{wg} = 7$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale  
 $t_{fg} = 11$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale  
 $r_g = 15$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale  
 $A_p = 53,81$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre principale

Profilé: IPE 300  
 $I_{yp} = 8356,11$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section de la poutre principale  
Matériau: ACIER  
 $f_{yg} = 235,00$  [MPa] Résistance de calcul  
 $f_{ug} = 365,00$  [MPa] Résistance à la traction

## **POUTRE**

Profilé: IPE 160  
Barre N°: 49  
 $\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_b = 160$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_b = 82$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wb} = 5$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fb} = 7$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_b = 9$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_b = 20,09$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{yb} = 869,29$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
Matériau: ACIER  
 $f_{yb} = 235,00$  [MPa] Résistance de calcul  
 $f_{ub} = 365,00$  [MPa] Résistance à la traction

## **ENCOCHE DE LA POUTRE**

$h_1 = 25$  [mm] Encoche supérieur  
 $h_2 = 0$  [mm] Encoche inférieure  
 $l = 75$  [mm] Longueur de l'encoche

## **CORNIERE**

Profilé: CAE 100x7  
 $h_k = 100$  [mm] Hauteur de la section de la cornière  
 $b_k = 100$  [mm] Largeur de la section de la cornière  
 $t_{fk} = 7$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière  
 $r_k = 12$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière  
 $l_k = 130$  [mm] Longueur de la cornière  
Matériau: ACIER  
 $f_{yk} = 235,00$  [MPa] Résistance de calcul  
 $f_{uk} = 365,00$  [MPa] Résistance à la traction

**BOULONS****BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4,8	Classe du boulon
d =	16 [mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> =	18 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> =	1,57 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> =	2,01 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>ub</sub> =	400,00 [MPa]	Résistance à la traction
k =	1	Nombre de colonnes des boulons
w =	2	Nombre de rangées des boulons
e <sub>1</sub> =	35 [mm]	Niveau du premier boulon
p <sub>1</sub> =	60 [mm]	Entraxe

**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4,8	Classe du boulon
d =	16 [mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> =	18 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> =	1,57 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> =	2,01 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>ub</sub> =	400,00 [MPa]	Résistance à la traction
k =	1	Nombre de colonnes des boulons
w =	2	Nombre de rangées des boulons
e <sub>1</sub> =	35 [mm]	Niveau du premier boulon
p <sub>1</sub> =	60 [mm]	Entraxe

**COEFFICIENTS DE MATERIAU**

γ <sub>M0</sub> =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ <sub>M2</sub> =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

**EFFORTS**

---

Ca 80:  $ELU/67=1*1.35+6*1.35+7*1.35+4*1.05+5*1.05+2*1.50+3*0.75$

s:  $(1+6+7)*1.35+(4+5)*1.05+2*1.50+3*0.75$

N<sub>b,Ed</sub> = -3,82 [kN] Effort axial  
 V<sub>b,Ed</sub> = 6,48 [kN] Effort tranchant  
 M<sub>b,Ed</sub> = 0,00 [kN\*m] Moment fléchissant

**RESULTATS**

**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE**

**RESISTANCE DES BOULONS**

F<sub>v,Rd</sub> 38,6 [kN Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un  
 = 0 ] boulon F<sub>v,Rd</sub>= 0.6\*f<sub>ub</sub>\*A<sub>v</sub>\*m/γ<sub>M2</sub>

F<sub>t,Rd</sub> 45,2 [kN Résistance d'un boulon à la traction F<sub>t,Rd</sub>= 0.9\*f<sub>u</sub>\*A<sub>s</sub>/γ<sub>M2</sub>  
 2 ]

**Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale**

Direction x

k<sub>1x</sub> = 2,50 Coefficient pour le calcul de F<sub>b,Rd</sub> k<sub>1x</sub> = min[2.8\*(e<sub>1</sub>/d<sub>0</sub>)-1.7, 1.4\*(p<sub>1</sub>/d<sub>0</sub>)-1.7, 2.5]

k<sub>1x</sub> > 0.0 2,50 > 0,00 **vérifié**

α<sub>bx</sub> = 1,00 Coefficient pour le calcul de F<sub>b,Rd</sub> α<sub>bx</sub>=min[e<sub>2</sub>/(3\*d<sub>0</sub>), f<sub>ub</sub>/f<sub>u</sub>, 1]

α<sub>bx</sub> > 0.0 1,00 > 0,00 **vérifié**

F<sub>b,Rd1x</sub> = 82,93 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale F<sub>b,Rd1x</sub>=k<sub>1x</sub>\*α<sub>bx</sub>\*f<sub>u</sub>\*d\*t<sub>i</sub>/γ<sub>M2</sub>

Direction z

k<sub>1z</sub> = 2,50 Coefficient pour le calcul de F<sub>b,Rd</sub> k<sub>1z</sub>=min[2.8\*(e<sub>2</sub>/d<sub>0</sub>)-1.7, 2.5]

k<sub>1z</sub> > 0.0 2,50 > 0,00 **vérifié**

α<sub>bz</sub> = 0,86 Coefficient pour le calcul de F<sub>b,Rd</sub> α<sub>bz</sub>=min[e<sub>1</sub>/(3\*d<sub>0</sub>), p<sub>1</sub>/(3\*d<sub>0</sub>)-0.25, f<sub>ub</sub>/f<sub>u</sub>, 1]

α<sub>bz</sub> > 0.0 0,86 > 0,00 **vérifié**

F<sub>b,Rd1z</sub> = 71,41 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale F<sub>b,Rd1z</sub>=k<sub>1z</sub>\*α<sub>bz</sub>\*f<sub>u</sub>\*d\*t<sub>i</sub>/γ<sub>M2</sub>

**Pression du boulon sur la cornière**

Direction x

k<sub>1x</sub> = 2,50 Coefficient pour le calcul de F<sub>b,Rd</sub> k<sub>1x</sub>=min[2.8\*(e<sub>1</sub>/d<sub>0</sub>)-1.7, 1.4\*(p<sub>1</sub>/d<sub>0</sub>)-1.7, 2.5]

k<sub>1x</sub> > 0.0 2,50 > 0,00 **vérifié**

α<sub>bx</sub> = 0,65 Coefficient pour le calcul de F<sub>b,Rd</sub> α<sub>bx</sub>=min[e<sub>2</sub>/(3\*d<sub>0</sub>), f<sub>ub</sub>/f<sub>u</sub>, 1]

α<sub>bx</sub> > 0.0 0,65 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 52,99$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50$$

Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$

$$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,65$$

Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$

$$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,65 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$F_{b,Rd2z} = 52,99$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

**FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE**

**cisaillement des boulons**

$e = 68$  [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 0,2$  [kN\*2 m] Moment fléchissant réel

$$M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$$

$F_{Vz} = 1,6$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant

$$F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$$

$F_{Mx} = 3,6$  [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment

$$F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$$

$F_{x,Ed} = 3,6$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$F_{z,Ed} = 1,6$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$F_{Ed} = 3,9$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$F_{Rdx} = 52,99$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$F_{Rdz} = 52,99$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 3,65  < 38,60$	<b>vérifié</b>	(0,07)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 1,62  < 38,60$	<b>vérifié</b>	(0,03)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$3,99 < 38,60$	<b>vérifié</b>	(0,10)

**Traction des boulons**

$e = 69$  [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_{0t} = 0,2$  [kN\*3 m] Moment fléchissant réel

$$M_{0t} = 0.5 \cdot (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e)$$

$e = 69$  [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$F_{t,Ed} = 2,8$  [kN] Effort de traction dans le boulon extrême

$$F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot Z_{max} / \sum Z_i^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / n$$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$        $2,80 < 45,22$       **vérifié** (0,06)

**Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon**

$F_{v,Ed} = 3,99$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$        $0,15 < 1,00$       **vérifié** (0,15)

**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE**

**RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 77,2$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un = 1 ] boulon

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

**Pression du boulon sur la poutre**

Direction x

$k_{1x} = 2,19$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$        $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$        $2,19 > 0,00$       **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,93$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$        $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 \cdot d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$        $0,93 > 0,00$       **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 47,34$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale       $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^2 \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$        $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$        $2,50 > 0,00$       **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,46$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$        $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 \cdot d_0), p_1 / (3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$        $0,46 > 0,00$       **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 27,04$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale       $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^2 \cdot t / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la cornière**

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$        $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$        $2,50 > 0,00$       **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,65$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$        $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 \cdot d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$        $0,65 > 0,00$       **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 105,99$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale       $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^2 \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$        $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0,0$	$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bz} = 0,65$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0,25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0,0$	$0,65 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd2z} = 105,99$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

**FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE**

**cisaillement des boulons**

$e = 69$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$M_0 = 0,4$ [kN* 5 m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$F_{Nx} = 1,9$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{Nx} =  N_{b,Ed}  / n$
$F_{Vz} = 3,2$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} =  V_{b,Ed}  / n$
$F_{Mx} = 7,5$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x	$F_{Mx} =  M_0  * z_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} = 0,0$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	$F_{Mz} =  M_0  * x_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 9,4$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 3,2$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 9,9$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 47,34$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 27,04$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 9,41  < 47,34$	<b>vérifié</b>	(0, 20)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 3,24  < 27,04$	<b>vérifié</b>	(0, 12)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$9,95 < 77,21$	<b>vérifié</b>	(0, 13)

**VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC**

**CORNIERE**

$A_{nt} = 1,82$  [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 4,76$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 91,15$  [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$ 0.5 * V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 3,24  < 91,15$	<b>vérifié</b>	(0,04)
-----------------------------------	------------------	----------------	--------

**POUTRE**

$A_{nt} = 2,05$  [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 2,90$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 69,28$  [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$ V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 6,48  < 69,28$	<b>vérifié</b>	(0,09)
-----------------------------	------------------	----------------	--------

**REMARQUES**

- Longueur de la cornière est supérieure à la hauteur de l'âme de la poutre 130 [mm] > 127 [mm]
- Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile supérieure de la poutre trop faible 8 [mm] < 9 [mm]
- Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile inférieure de la poutre trop faible 8 [mm] < 9 [mm]

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	<b>Ratio</b> 0,20
--	-------------------

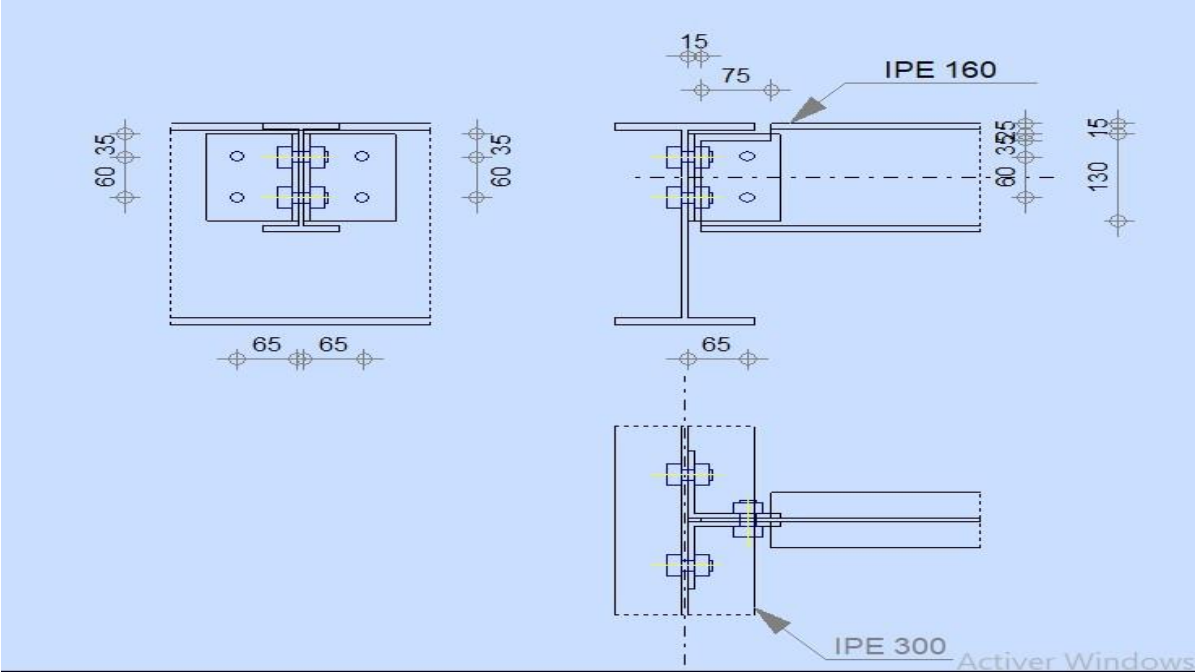


Figure XI.3 : Schéma d'assemblage solive-poutre

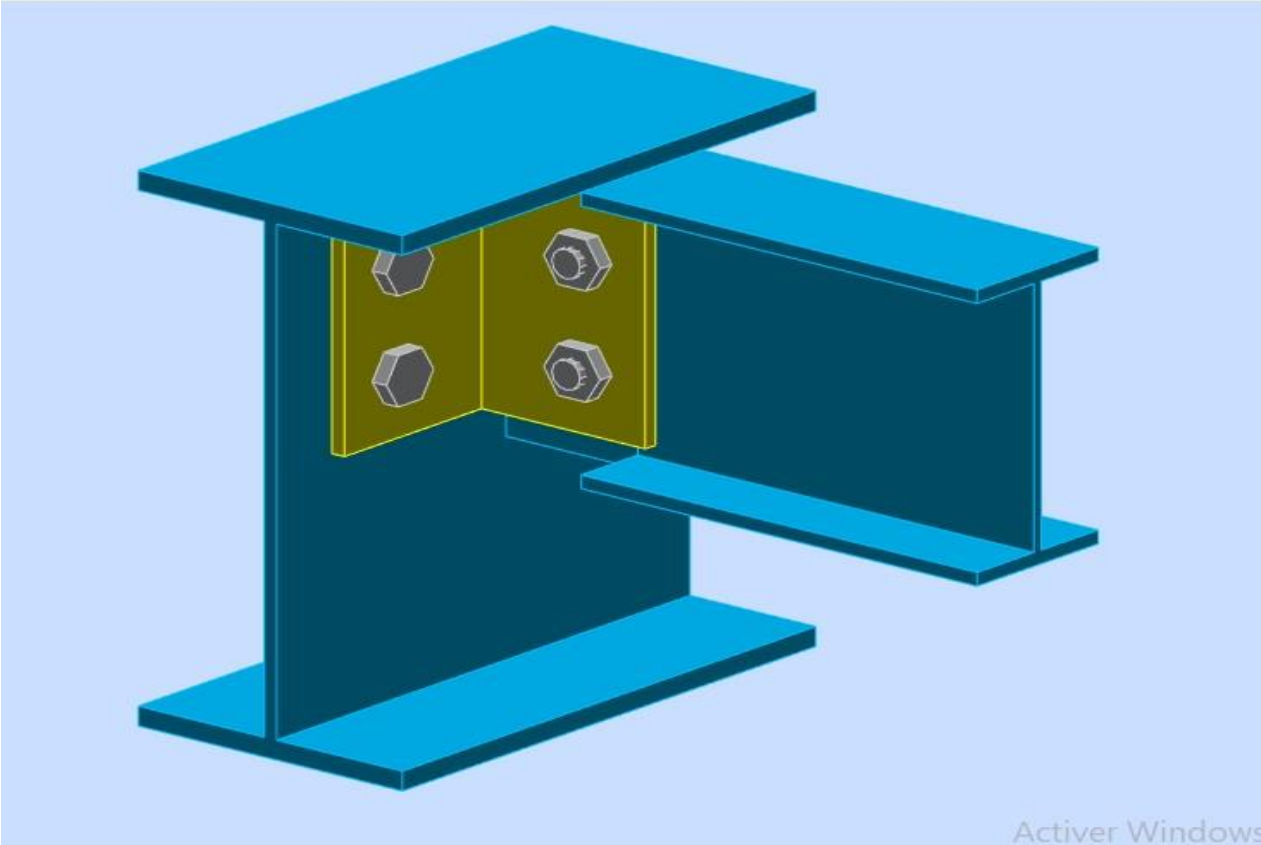


Figure XI.4 : Assemblage solive-poutre



### **XI.5 Assemblage poteau-poutre principale**

L'assemblage poteau-poutre principale est l'emplacement de rejonction où il existe une poutre (élément horizontal) raccordée à un poteau (élément vertical) dans une structure métallique. Cette liaison permet la transmission des efforts (charges, moments, cisaillements) entre les deux éléments structurels. Elle est généralement réalisée à l'aide d'une platine soudée à l'extrémité de la poutre et boulonnée au poteau, et peut être conçue pour permettre une articulation (rotation bloquée), selon les sollicitations attendues.

En résumé, l'assemblage poteau-poutre principale est le point de rencontre mécanique entre ces deux éléments majeurs d'une structure, assurant la continuité et la stabilité de l'ensemble.

Poteau : HEA260

Poutre principale : IPE300

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016	
	<b>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</b> NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

### **GENERAL**

---

Assemblage N°: 16  
Nom de l'assemblage : Angle de portique  
Noeud de la structure: 16  
Barres de la structure: 8, 30

### **GEOMETRIE**

---

#### **POTEAU**

Profilé: HEA 260  
Barre N°: 8  
 $\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 250$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 260$  [mm] Largeur de la section du poteau

Profilé: HEA 260

$t_{wc} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 13$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 24$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 86,82$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau

$I_{xc} = 10455,00$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER

$f_{yc} = 235,00$  [MPa] Résistance

## **POUTRE**

Profilé: IPE 300

Barre N°: 30

$\alpha = -0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 300$  [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_f = 150$  [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 7$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 11$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 15$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$r_b = 15$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 53,81$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre

$I_{xb} = 8356,11$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER

$f_{yb} = 235,00$  [MPa] Résistance

## **BOULONS**

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

$d = 16$  [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 113,04$  [kN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 5$  Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 35$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement  $e_i$  = 80 [mm]

Entraxe  $p_i = 130;130;130;130$  [mm]

**PLATINE**

$h_p = 670$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_p = 150$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_p = 20$  [mm] Epaisseur de la platine  
 Matériau: ACIER  
 $f_{yp} = 235,00$  [MPa] Résistance

**JARRET INFERIEUR**

$w_d = 150$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{fd} = 12$  [mm] Epaisseur de l'aile  
 $h_d = 250$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{wd} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme  
 $l_d = 800$  [mm] Longueur de la platine  
 $\alpha = 17,4$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 Matériau: ACIER  
 $f_{ybu} = 235,00$  [MPa] Résistance

**SOUDURES D'ANGLE**

$a_w = 5$  [mm] Soudure âme  
 $a_f = 8$  [mm] Soudure semelle  
 $a_{fd} = 5$  [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]  
 $\gamma_{M3} = 1,10$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

**EFFORTS**

**Etat limite: ultime**

$Ca_{80} = ELU/67 = 1*1.35 + 6*1.35 + 7*1.35 + 4*1.05 + 5*1.05 + 2*1.50 + 3*0.75$   
 $s: (1+6+7) * 1.35 + (4+5) * 1.05 + 2*1.50 + 3*0.75$

$M_{b1,Ed} = 11,33$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite  
 $V_{b1,Ed} = 30,65$  [kN] Effort tranchant dans la poutre droite  
 $N_{b1,Ed} = -2,06$  [kN] Effort axial dans la poutre droite  
 $M_{b2,Ed} = 106,50$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche

$M_{b1,Ed} = 11,33$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b2,Ed} = 83,36$	[kN]	Effort tranchant dans la poutre gauche
$N_{b2,Ed} = -0,33$	[kN]	Effort axial dans la poutre gauche
$M_{c1,Ed} = 43,06$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} = 28,82$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} = -750,05$	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} = -10,36$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} = -6,39$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} = -616,12$	[kN]	Effort axial dans le poteau supérieur

## RESULTATS

### RESISTANCES DE LA POUTRE

#### COMPRESSION

$A_b = 53,81$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{cb,Rd} = 1264,58$  [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

#### CISAILLEMENT

$A_{vb} = 45,68$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 619,80$  [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$   $0,05 < 1,00$  **vérifié** (0,05)

#### FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 628,40$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 147,67$  [kN\*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

#### FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 1429,49$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 335,93$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

#### AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 335,93$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 538$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 623,98$  [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

**AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE**

Pression diamétrale:

$\beta =$	0,0	[Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\gamma =$	17,4	[Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb} =$	191	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vb} =$	25,68	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,89		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	17,23	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$				
$F_{c,wb,Rd1} =$	906,11	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} =$	249	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,96		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,83		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$				
$F_{c,wb,Rd2} =$	748,51	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
Résistance de l'aile du renfort				
$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \cdot \gamma_{M0})$				
$F_{c,wb,Rd3} =$	528,75	[kN]	Résistance de l'aile du renfort	[6.2.6.7.(1)]
Résistance finale:				
$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2} , F_{c,wb,Rd3})$				
$F_{c,wb,Rd,low} =$	528,75	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

**RESISTANCES DU POTEAU**

**PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT**

$M_{b1,Ed} =$	11,33	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} =$	106,50	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} =$	28,82	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} =$	-6,39	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z =$	514	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$				
$V_{wp,Ed} =$	-202,86	[kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} =$	28,76	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} =$	28,76	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 * ( f_{y,wc} * A_{vc} + f_{y,wp} * A_{vp} + f_{ys} * A_{vd} ) / (\sqrt{3} \gamma_{M0})$				

$V_{wp,Rd} = 351,15$  [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$   $0,58 < 1,00$  **vérifié** (0,58)

**AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE**

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 8$  [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$b_{eff,c,wc} = 258$  [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vc} = 28,76$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,84$  Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 122,84$  [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$  Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$F_{c,wc,Rd1} = 380,45$  [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 177$  [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 0,89$  Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,87$  Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$$F_{c,wb,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1}$$

$F_{c,wc,Rd2} = 331,99$  [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$F_{c,wc,Rd} = 331,99$  [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

**AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE**

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 8$  [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$b_{eff,c,wc} = 256$  [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vc} = 28,76$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,84$  Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 122,84$  [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$  Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$F_{c,wc,Rd1} = 378,44$  [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 177$  [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 0,88$  Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,87$  Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$$F_{c,wb,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1}$$

$F_{c,wc,Rd2} = 331,09$  [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$$

$F_{c,wc,Rd,upp} = 331,09$  [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

## **PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE**

### **LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU**

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	17	-	90	-	130	107	125	107	125	184	100	100	100
2	17	-	90	-	130	107	181	107	181	260	130	130	130
3	17	-	90	-	130	107	181	107	181	260	130	130	130
4	17	-	90	-	130	107	181	107	181	260	130	130	130
5	17	-	90	-	130	107	181	107	181	184	155	155	155

### **LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT**

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	31	26	35	35	81	152	75	75	75	-	-	-	-
2	31	-	35	-	130	193	170	170	170	227	151	151	151
3	31	-	35	-	130	193	167	167	167	260	130	130	130
4	31	-	35	-	130	193	167	167	167	260	130	130	130
5	31	-	35	-	130	193	167	167	167	227	148	148	148

m – Distance du boulon de l'âme

m<sub>x</sub> – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e<sub>x</sub> – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l<sub>eff,cp</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

- m – Distance du boulon de l'âme
- $l_{eff,nc}$  – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1}$  – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- $l_{eff,2}$  – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- $l_{eff,cp,g}$  – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$  – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$  – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$  – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION**

$$N_{j,Rd} = \text{Min} ( N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp} )$$

$$N_{j,Rd} = 662,18 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION**

$$F_{t,Rd} = 113,04 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 165,12 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$  – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$  – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$  – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$  – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} ( F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd} ) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} ( F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd} ) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1**

<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t1,Rd} = \text{Min} ( F_{t1,Rd,comp} )$	179,91	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 185,59$	185,59	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 179,91$	179,91	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 185,97$	185,97	Platine d'about - traction
$B_{p,Rd} = 330,24$	330,24	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 392,95$	392,95	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 331,99$	331,99	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 623,98$	623,98	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 528,75$	528,75	Ame de la poutre - compression

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2**

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	152,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 212,08$	212,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 179,91$	179,91	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 283,30$	283,30	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 330,24$	330,24	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 392,95 - 179,91$	213,04	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 331,99 - 179,91$	152,08	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 623,98 - 179,91$	444,08	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 528,75 - 179,91$	348,84	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 361,27 - 179,91$	181,37	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 334,60 - 179,91$	154,70	Ame du poteau - traction - groupe

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 139,49 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3**

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	12,59	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 212,08$	212,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 179,91$	179,91	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 278,51$	278,51	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 330,24$	330,24	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 392,95 - 319,40$	73,55	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 331,99 - 319,40$	12,59	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 623,98 - 319,40$	304,58	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 528,75 - 319,40$	209,35	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 375,63 - 139,49$	236,14	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 362,53 - 139,49$	223,04	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 549,09 - 319,40$	229,69	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 433,13 - 319,40$	113,73	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 441,51 - 139,49$	302,02	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 469,41 - 139,49$	329,91	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 441,51 - 139,49$	302,02	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 469,41 - 139,49$	329,91	Ame de la poutre - traction - groupe

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
---	-------------------------------	------------------

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4**

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	0, 00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 212,08$	212, 08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 179,91$	179, 91	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226,08$	226, 08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 278,51$	278, 51	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 330,24$	330, 24	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 392,95 - 331,99$	60, 96	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 331,99 - 331,99$	0, 00	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 623,98 - 331,99$	292, 00	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 528,75 - 331,99$	196, 76	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 375,63 - 12,59$	363, 04	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 362,53 - 12,59$	349, 94	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 563,44 - 152,08$	411, 36	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 448,88 - 152,08$	296, 80	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 736,90 - 331,99$	404, 92	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 488,69 - 331,99$	156, 70	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 426,27 - 12,59$	413, 68	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 433,81 - 12,59$	421, 22	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 654,64 - 152,08$	502, 56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 686,31 - 152,08$	534, 23	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 654,64 - 152,08$	502, 56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 686,31 - 152,08$	534, 23	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

**TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS**

<b>Nr</b>	<b>h<sub>j</sub></b>	<b>F<sub>tj,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,fc,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,wc,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,ep,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,wb,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,Rd</sub></b>	<b>B<sub>p,Rd</sub></b>
1	579	179, 91	185, 59	179, 91	185, 97	-	226, 08	330, 24
2	449	139, 49	212, 08	179, 91	226, 08	283, 30	226, 08	330, 24
3	319	12, 59	212, 08	179, 91	226, 08	278, 51	226, 08	330, 24
4	189	-	212, 08	179, 91	226, 08	278, 51	226, 08	330, 24
5	59	-	212, 08	179, 91	226, 08	278, 51	226, 08	330, 24

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION  $M_{j,Rd}$**

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 170,72 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,07 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT**

$$\alpha_v = 0,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,91 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 57,31 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 113,04 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 146,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 94,63 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	226,08	-0,41	179,91	11,94	11,53	110,44
2	226,08	-0,41	139,49	9,26	8,85	111,41
3	226,08	-0,41	12,59	0,84	0,42	114,46
4	226,08	-0,41	0,00	0,00	-0,41	114,61
5	226,08	-0,41	0,00	0,00	-0,41	114,61

$F_{tj,Rd,N}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$  – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$  – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$  – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$  – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (\eta_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 \eta_h F_{t,Rd,max})), \eta_h F_{v,Rd}, \eta_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = \eta_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 565,52 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

**RESISTANCE DES SOUDURES**

$A_w =$	109,55	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	60,94	[cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	48,60	[cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	41407,20	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} =$	5,54	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-5,19	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	6,31	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	11,08 < 365,00	<b>vérifié</b>	(0,03)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	15,07 < 365,00	<b>vérifié</b>	(0,04)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	5,54 < 262,80	<b>vérifié</b>	(0,02)

**RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE**

$t_{wash} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	12	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	16	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	55	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	5	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

**RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS**

Nr	h <sub>j</sub>	k <sub>3</sub>	k <sub>4</sub>	k <sub>5</sub>	k <sub>eff,j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub> <sup>2</sup>
					Somme	23,29	983,30
1	579	2	35	31	1	8,20	474,32
2	449	2	38	37	1	6,70	300,45
3	319	2	38	32	1	4,72	150,59
4	189	2	38	32	1	2,80	52,80
5	59	2	38	37	1	0,88	5,14

$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j}))$  [6.3.3.1.(2)]

$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$

$z_{eq} = 422$  [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$

$k_{eq} = 6$  [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$A_{vc} = 28,76$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\beta = 0,89$  Paramètre de transformation [5.3.(7)]

$z = 422$  [mm] Bras de levier [6.2.5]

$k_1 = 3$  [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement [6.3.2.(1)]

## Chapitre XI : Vérification des assemblages à l'aide de robot

$b_{\text{eff,c,wc}} = 258$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$t_{\text{wc}} = 8$ [mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$d_c = 225$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$k_2 = 6$ [mm]	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression	[6.3.2.(1)]
$S_{j,\text{ini}} = E Z_{\text{eq}}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{\text{eq}})$		[6.3.1.(4)]
$S_{j,\text{ini}} = 54027,47$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$\mu = 1,00$	Coefficient de rigidité de l'assemblage	[6.3.1.(6)]
$S_j = S_{j,\text{ini}} / \mu$		[6.3.1.(4)]
$S_j = 54027,47$ [kN*m]	Rigidité en rotation finale	[6.3.1.(4)]

### **Classification de l'assemblage par rigidité.**

$S_{j,\text{rig}} = 34239,67$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,\text{pin}} = 2139,98$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]
$S_{j,\text{ini}} \geq S_{j,\text{rig}}$	RIGIDE	

### **COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:**

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,58
--	-------	------

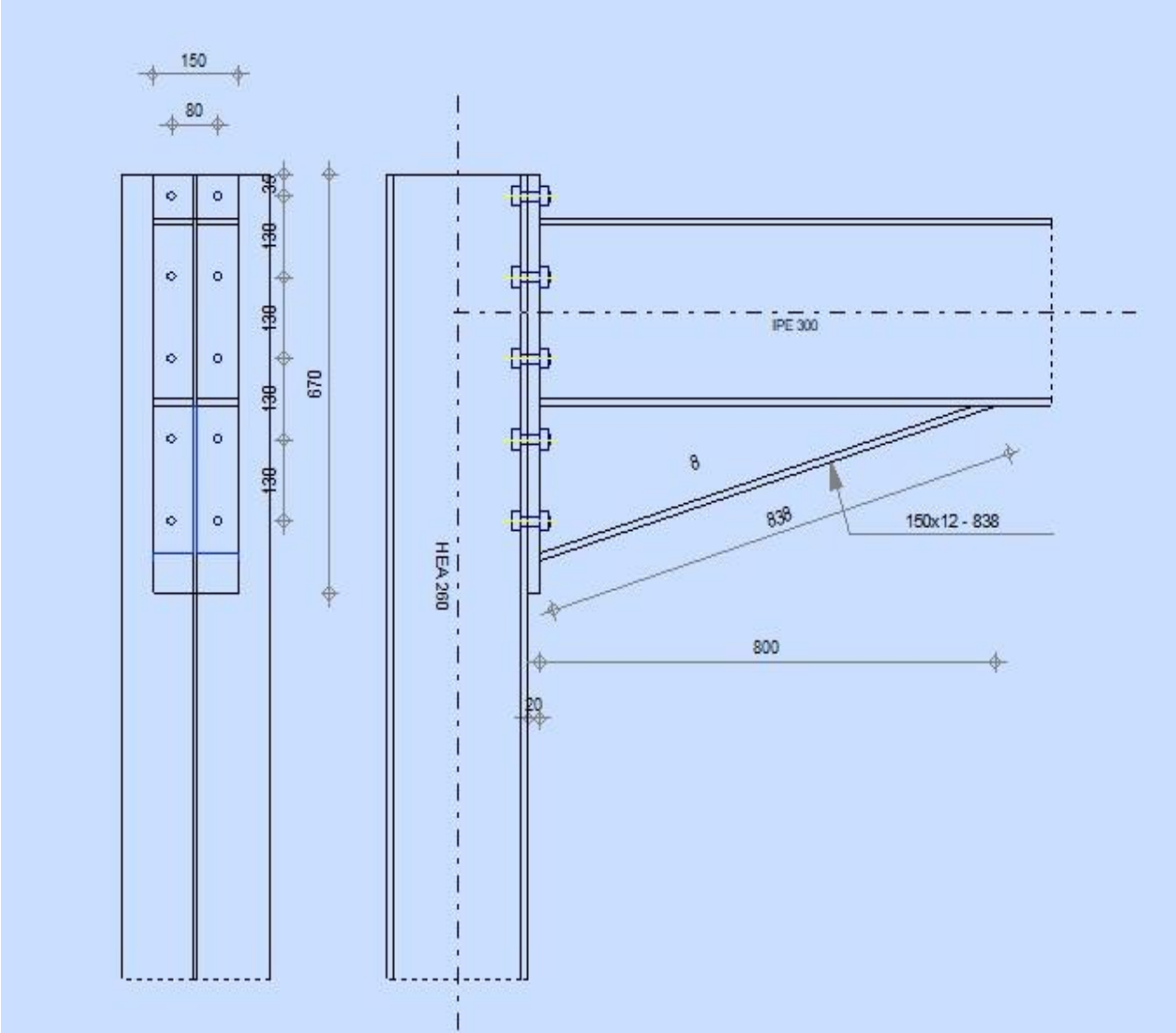


Figure XI.5 : Schéma d'assemblage poteau-poutre principale

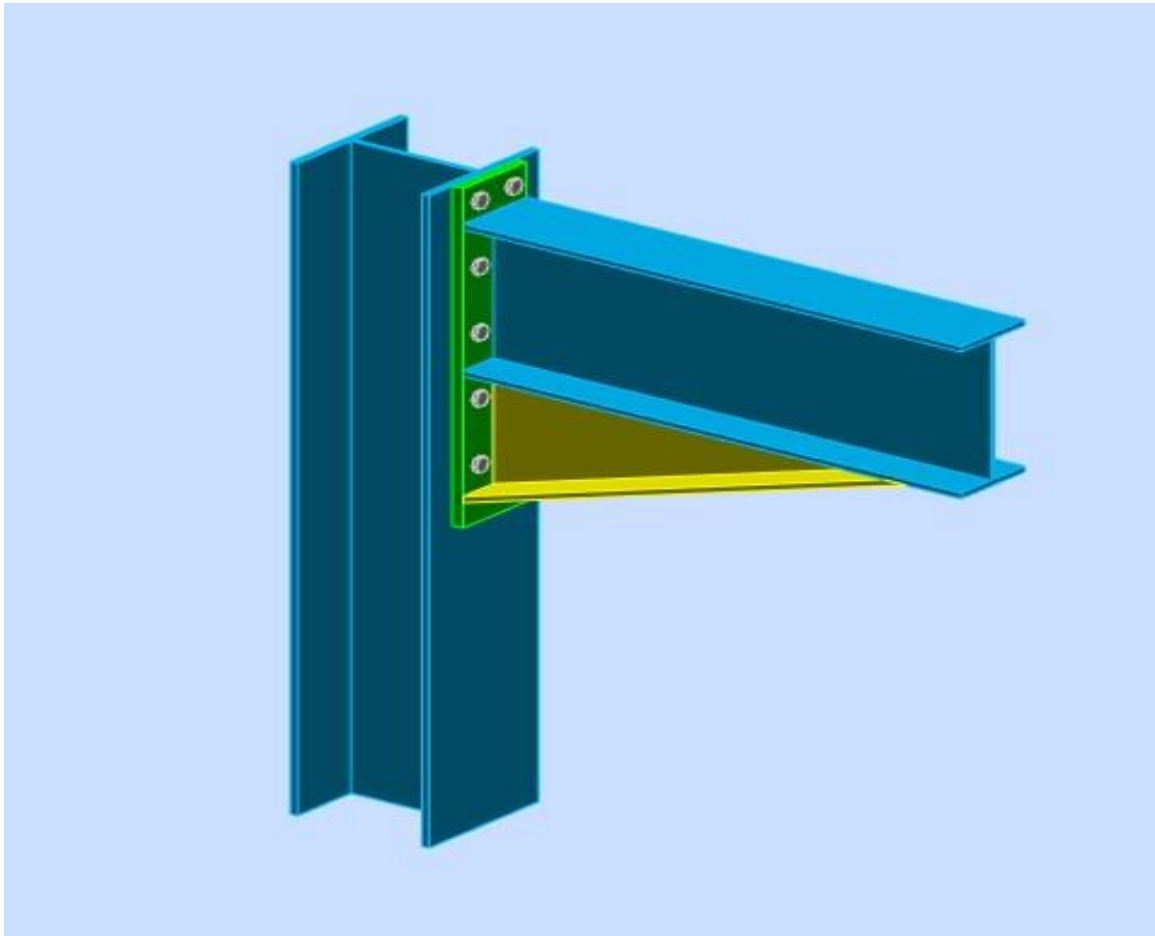




Figure XI.6 : Assemblage poteau-poutre principale

### XI.6 Assemblage poteau poutre secondaire

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016	
	<b>Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme)</b> NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

#### GENERAL

Assemblage N°: 17  
 Nom de l'assemblage : Poutre-poteau (âme)  
 Noeud de la structure: 16  
 Barres de la structure: 8, 73

Assemblage N°: 17

**GEOMETRIE**

---

**POTEAU**

Profilé: HEA 260

Barre N°: 8

$\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 250$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 260$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 13$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 24$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 86,82$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 10455,00$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER

$f_{yc} = 235,00$  [MPa] Résistance de calcul  
 $f_{uc} = 365,00$  [MPa] Résistance à la traction

**POUTRE**

Profilé: IPE 160

Barre N°: 73

$\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_b = 160$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_b = 82$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wb} = 5$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fb} = 7$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_b = 9$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_b = 20,09$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{yb} = 869,29$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER

$f_{yb} = 235,00$  [MPa] Résistance de calcul  
 $f_{ub} = 365,00$  [MPa] Résistance à la traction

**CORNIERE**

Profilé: CAI 200x100x12

$h_k = 200$  [mm] Hauteur de la section de la cornière  
 $b_k = 100$  [mm] Largeur de la section de la cornière  
 $t_{fk} = 12$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

Profilé: CAI 200x100x12  
 $h_k = 200$  [mm] Hauteur de la section de la cornière  
 $r_k = 15$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière  
 $l_k = 130$  [mm] Longueur de la cornière  
Matériau: ACIER  
 $f_{yk} = 235,00$  [MPa] Résistance de calcul  
 $f_{uk} = 365,00$  [MPa] Résistance à la traction

### **APPAREIL D'APPUI SUPERIEUR**

Profilé: CAE 100x7  
 $h_k = 100$  [mm] Hauteur de la section de la cornière  
 $b_k = 100$  [mm] Largeur de la section de la cornière  
 $t_{fk} = 7$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière  
 $r_k = 12$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière  
Matériau: ACIER  
 $f_{yk} = 235,00$  [MPa] Résistance de calcul  
 $f_{uk} = 365,00$  [MPa] Résistance à la traction

### **APPAREIL D'APPUI INFERIEUR**

Profilé: CAE 100x7  
 $h_k = 100$  [mm] Hauteur de la section de la cornière  
 $b_k = 100$  [mm] Largeur de la section de la cornière  
 $t_{fk} = 7$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière  
 $r_k = 12$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière  
Matériau: ACIER  
 $f_{yk} = 235,00$  [MPa] Résistance de calcul  
 $f_{uk} = 365,00$  [MPa] Résistance à la traction

### **BOULONS**

#### **BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE**

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9                      Classe du boulon  
 $d = 14$  [mm] Diamètre du boulon  
 $d_0 = 15$  [mm] Diamètre du trou de boulon  
 $A_s = 1,15$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 1,54$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 $f_{ub} = 1200,00$  [MPa] Résistance à la traction  
 $k = 1$                                       Nombre de colonnes des boulons

Classe = HR 10.9		Classe du boulon
w =	2	Nombre de rangées des boulons
e <sub>1</sub> =	30 [mm]	Niveau du premier boulon
p <sub>1</sub> =	70 [mm]	Entraxe

**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE**

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9		Classe du boulon
d =	14 [mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> =	15 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> =	1,15 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> =	1,54 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>ub</sub> =	1200,00 [MPa]	Résistance à la traction
k =	1	Nombre de colonnes des boulons
w =	2	Nombre de rangées des boulons
e <sub>1</sub> =	35 [mm]	Niveau du premier boulon
p <sub>1</sub> =	60 [mm]	Entraxe

**SOUDURES**

a <sub>tu</sub> =	5 [mm]	Soudures d'angle entre l'appareil d'appui supérieur et le poteau
a <sub>tbu</sub> =	5 [mm]	Soudures d'angle entre l'appareil d'appui supérieur et la poutre
a <sub>td</sub> =	6 [mm]	Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et le poteau
a <sub>tbu</sub> =	6 [mm]	Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et la poutre

**COEFFICIENTS DE MATERIAU**

γ <sub>M0</sub> =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ <sub>M2</sub> =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

**EFFORTS**

Cas: 26: ELU/13=1\*1.35 + 6\*1.35 + 7\*1.35 + 5\*1.50 (1+6+7)\*1.35+5\*1.50

N <sub>b,Ed</sub> =	0,45 [kN]	Effort axial
V <sub>b,Ed</sub> =	9,83 [kN]	Effort tranchant
M <sub>b,Ed</sub> =	5,32 [kN*m]	Moment fléchissant

**RESULTATS**

$N_{w,Ed} = 0,18$ [kN]	Effort axial dans l'âme	$N_{w,Ed} = (N_{b,Ed} * A_w) / A_b$
$N_{fu,Ed} = 0,13$ [kN]	Effort axial dans la semelle supérieure	$N_{fu,Ed} = (N_{b,Ed} * A_f) / A_b$
$N_{fi,Ed} = 0,13$ [kN]	Effort axial dans la semelle inférieure	$N_{fi,Ed} = (N_{b,Ed} * A_f) / A_b$

**BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE**

**RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 66,24$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie fileté d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$
$F_{t,Rd} = 99,36$ [kN]	Résistance d'un boulon à la traction $F_{t,Rd} = 0.9 * f_u * A_s / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur l'âme du poteau**

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd1x} = 76,65$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd1z} = 76,65$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la cornière**

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bx} = 0,89$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,89 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd2x} = 109,01$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bz} = 0,67$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,67 > 0,00$	<b>vérifié</b>

$F_{b,Rd2z} = 81,76$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

### FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - CORNIERE

#### cisaillement des boulons

$e = 63$  [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 0,3$  [kN\*  
1 m] Moment fléchissant réel

$$M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$$

$F_{Vz} = 2,4$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant

$$F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$$

$F_{Mx} = 4,3$  [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment

$$F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$$

$F_{x,Ed} = 4,3$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$F_{z,Ed} = 2,4$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$F_{Ed} = 5,0$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$F_{Rdx} = 76,65$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$F_{Rdz} = 76,65$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 4,39  < 66,24$	vérifié	(0,06)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 2,46  < 66,24$	vérifié	(0,03)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$	$5,03 < 66,24$	vérifié	(0,08)

#### Traction des boulons

$e = 69$  [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau

$M_{0t} = 0,3$  [kN\*  
4 m] Moment fléchissant réel

$$M_{0t} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$$

$F_{t,Ed} = 4,8$  [kN] Effort de traction dans le boulon extrême

$$F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{max} / \sum z_i^2 + (N_{b2,Ed} / 3) / n$$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$4,87 < 99,36$	vérifié	(0,05)
--------------------------	----------------	---------	--------

#### Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{V,Ed} = 5,03$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{V,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$F_{V,Ed} / F_{V,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,11 < 1,00$	vérifié	(0,11)
--	---------------	---------	--------

**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE**

**RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 132,48$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie filetée d'un boulon  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la poutre**

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 51,10$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 51,10$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la cornière**

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 245,28$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,78$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,78 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 190,77$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

**FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE**

**cisaillement des boulons**

$e =$	69 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau	
$M_0 =$	0,68 [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = V_{b,Ed} * e$
$F_{Nx} =$	0,09 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{Nx} =  N_{w,Ed}  / n$
$F_{Vz} =$	4,92 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} =  V_{b,Ed}  / n$
$F_{Mx} =$	11,2 / 6 [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x	$F_{Mx} =  M_0  * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} =$	0,00 [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	$F_{Mz} =  M_0  * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} =$	11,3 / 5 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} =$	4,92 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	12,3 / 7 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	51,1 / 0 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	51,1 / 0 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$		$ 11,35  < 51,10$	<b>vérifié</b> (0,22)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$		$ 4,92  < 51,10$	<b>vérifié</b> (0,10)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$		$12,37 < 132,48$	<b>vérifié</b> (0,09)

**VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC**

**CORNIERE**

$A_{nt} =$	15,30 [cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	8,70 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	341,4 / 2 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$		$ 4,92  < 341,42$	<b>vérifié</b> (0,01)

**POUTRE**

$A_{nt} =$	2,12 [cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction
$A_{nv} =$	4,37 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction

**POUTRE**

$A_{nt} = 2,12$  [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 90,38$  [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$ V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 9,83  < 90,38$	<b>vérifié</b>	(0,11)
-----------------------------	------------------	----------------	--------

**RESISTANCE DES SOUDURES**

**SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI SUPERIEUR ET LE POTEAU**

$A_w = 14,00$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section des soudures

$\sigma_{\perp} = 16,88$  [MPa] Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure

$\tau_{\perp} = 16,88$  [MPa] Contraintes dans la soudure verticale

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$$

$\tau_{\parallel} = 0,00$  [MPa] Contrainte tangentielle

$$\tau_{\parallel} = V_{b,Ed} / A_w$$

$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 * f_u$	$ 16,88  < 328,50$	<b>vérifié</b>	(0,00)
-----------------------------------	--------------------	----------------	--------

$\beta_w = 0,85$  Coefficient de résistance des soudures

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$33,76 < 365,00$	<b>vérifié</b>	(0,10)
--	------------------	----------------	--------

**SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI SUPERIEUR ET LA POUTRE**

$A_w = 12,50$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section des soudures

$F_{w,Ed} = 33,42$  [kN]

$$F_{w,Ed} = N_{fu,Ed} + M_{b,Ed} / h_b$$

$\tau_{\parallel} = 26,73$  [MPa] Contrainte tangentielle

$$\tau_{\parallel} = F_{w,Ed} / A_w$$

$\beta_w = 0,85$  Coefficient de corrélation

[Tableau 4.1]

$ \tau_{\parallel}  \leq f_u / (\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M2})$	$ 26,73  < 127,70$	<b>vérifié</b>	(0,21)
--	--------------------	----------------	--------

**SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI INFERIEUR ET LE POTEAU**

$A_w = 16,80$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section des soudures

$\sigma_{\perp} = -13,95$  [MPa] Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure

$\tau_{\perp} = -13,95$  [MPa] Contraintes dans la soudure verticale

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$$

$\tau_{\parallel} = 0,00$  [MPa] Contrainte tangentielle

$$\tau_{\parallel} = V_{b,Ed} / A_w$$

$ \sigma_{\perp}  \leq 0.9 * f_u$	$ -13,95  < 328,50$	<b>vérifié</b>	(0,00)
-----------------------------------	---------------------	----------------	--------

$\beta_w = 0,85$  Coefficient de résistance des soudures

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$27,90 < 365,00$	<b>vérifié</b>	(0,08)
--	------------------	----------------	--------

**SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI INFERIEUR ET LA POUTRE**

$A_w = 15,00$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section des soudures

$F_{w,Ed} = -33,15$  [kN]

$$F_{w,Ed} = N_{fi,Ed} - M_{b,Ed} / h_b$$

## Chapitre XI : Vérification des assemblages à l'aide de robot

$A_w =$	15,00	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section des soudures	
$\tau_{II} =$	-22,10	[MPa]	Contrainte tangentielle	$\tau_{II} = F_{w,Ed}/A_w$
$\beta_w =$	0,85		Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$ \tau_{II}  \leq f_u/(\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$	-22,10  < 127,70			vérifié (0,17)

### REMARQUES

Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile supérieure de la poutre trop faible	8 [mm] < 9 [mm]
Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile inférieure de la poutre trop faible	8 [mm] < 9 [mm]

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,22
--	-------	------

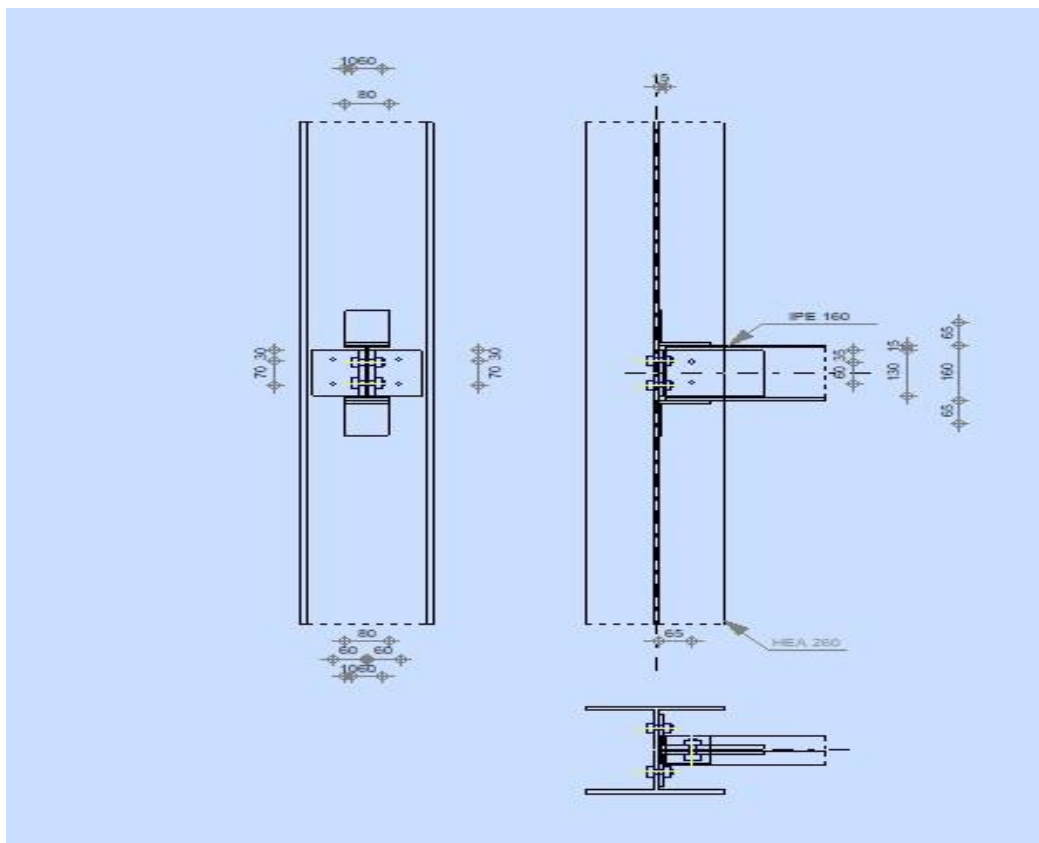
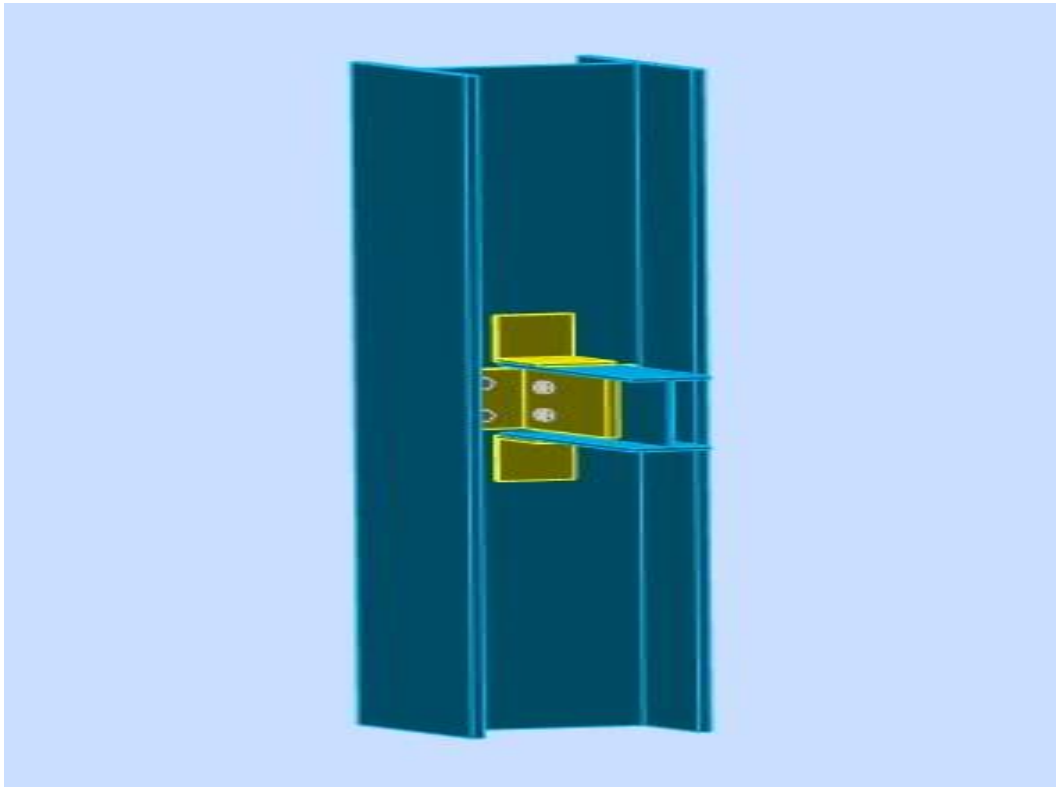


Figure XI.7 : Schéma d'assemblage Poteau-poutre secondaire





*Figure XI.8 : Assemblage poteau- poutre secondaire*

### **XI.7 Assemblage du gousset (contreventement transversale)**

Un assemblage de gousset est une méthode de construction permettant d'unir solidement deux ou plusieurs pièces de structure (bois, métal ou autre matériau) avec l'aide d'une pièce auxiliaire, appelée gousset. Le gousset, souvent une plaque de métal ou une pièce de contreplaqué, est fixé sur les côtés des pièces à assembler, normalement bout à bout, afin de transmettre les contraintes entre les composants et de rigidifier l'ensemble.

Dans le domaine du bois, il s'agit souvent de panneaux collés ou vissés sur les côtés des pièces à assembler, tandis qu'en acier, le gousset est une tôle percée boulonnée ou soudée aux éléments à relier.

Réaliser par **UPN 100**

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016	
	<b>Calcul de l'assemblage au gousset</b> NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

**GENERAL**

Assemblage N°: 13  
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement  
 Noeud de la structure: 269  
 Barres de la structure: 862, 861,

**GEOMETRIE**

**BARRES**

		Barre 3	Barre 4			
<b>Barre N° :</b>		862	861			
<b>Profilé :</b>		UPN 100	UPN 100			
	h	100	100			mm
	b <sub>f</sub>	50	50			mm
	t <sub>w</sub>	6	6			mm
	t <sub>f</sub>	9	9			mm
	r	9	9			mm
	A	13,50	13,50			cm2
<b>Matériau :</b>		ACIER	ACIER			
	f <sub>y</sub>	235,00	235,00			MPa
	f <sub>u</sub>	365,00	365,00			MPa
<b>Angle</b>	α	48,6	48,6			Deg
<b>Longueur</b>	l	0,00	0,00			m

**BOULONS**

**Barre 3**



$h_1 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_1 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_2 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_2 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_3 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_3 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_4 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_4 =$	0	[mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0; -145)

$e_v =$  250 [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H =$  200 [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER

$f_y =$  235,00 [MPa] Résistance

### **COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} =$  1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} =$  1,25 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

### **EFFORTS**

---

Ca 72:  $ELU/59 = 1*1.35 + 6*1.35 + 7*1.35 + 4*1.05 + 5*1.05 + 8*1.05 + 2*1.50 + 3*0.75$

s:  $(1+6+7)*1.35 + (4+5+8)*1.05 + 2*1.50 + 3*0.75$

$N_{b3,Ed} =$  0,00 [kN] Effort axial

$N_{b4,Ed} =$  -41,86 [kN] Effort axial

### **RESULTATS**

---

#### **BARRE 3**

#### **RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} =$  49,68 [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la barre**

Direction x

$k_{1x} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00		<b>vérifié</b>
$\alpha_{bx} =$	0,89	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,89 > 0,00		<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd1x} =$	54,5 [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma$ M2

Direction z

$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00		<b>vérifié</b>
$\alpha_{bz} =$	0,89	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	0,89 > 0,00		<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd1z} =$	54,51 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la platine**

Direction x

$k_{1x} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00		<b>vérifié</b>
$\alpha_{bx} =$	1,00	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	1,00 > 0,00		<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd2x} =$	102,2 [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma$ M2

Direction z

$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00		<b>vérifié</b>
$\alpha_{bz} =$	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00 > 0,00		<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd2z} =$	102,20 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

**VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS**

**cisaillement des boulons**

$F_{NSd} =$	0,00 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b3,Ed}/n$
$F_{x,Ed} =$	0,00 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$

**cisaillement des boulons**

$F_{NSd} = 0,00$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b3,Ed}/n$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 0,00$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 54,51$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 54,51$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 0,00  < 54,51$	<b>vérifié</b> (0,00)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 0,00  < 54,51$	<b>vérifié</b> (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$0,00 < 49,68$	<b>vérifié</b> (0,00)

**VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS**

$A_{net} = 12,60$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$N_{uRd} = 331,13$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u3}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 317,25$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A \cdot f_{y3} / \gamma_{M0}$
$ N_{b3,Ed}  \leq N_{tRd}$	$ 0,00  < 331,13$	<b>vérifié</b> (0,00)
$ N_{b3,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ 0,00  < 317,25$	<b>vérifié</b> (0,00)

**VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC**

$A_{nt} = 1,95$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 4,65$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 91,56$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b3,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 0,00  < 91,56$	<b>vérifié</b> (0,00)

**BARRE 4**

**RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 49,68$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$
-------------------------	---	---

**Pression du boulon sur la barre**

Direction x		
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bx} = 0,89$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,89 > 0,00$	<b>vérifié</b>

$F_{b,Rd1x} = 54,51$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,89$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,89 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 54,51$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la platine**

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 102,20$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 102,20$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

**VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS**

**cisaillement des boulons**

$e = 10$  [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = -0,42$  [kN\*m] Moment fléchissant réel  $M_0 = N_{b4,Ed} \cdot e$

$F_{NSd} = 20,93$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial  $F_{NSd} = N_{b4,Ed}/n$

$F_{MSd} = -6,98$  [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment  $F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum X_i^2$

$F_{x,Ed} = 20,93$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x  $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = -6,98$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z  $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 22,06$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon  $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 54,51$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x  $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$e = 10$  [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$F_{Rdz} = 54,51$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ -20,93  < 54,51$	vérifié é	(0,38)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ -6,98  < 54,51$	vérifié é	(0,13)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$22,06 < 49,68$	vérifié é	(0,44)

**VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS**

$A_{net} = 12,60$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section nette

$$A_{net} = A - t \cdot d_0$$

$N_{uRd} = 331,13$  [kN] Résistance de calcul de la section nette

$$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u4}) / \gamma_{M2}$$

$N_{plRd} = 317,25$  [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute

$$N_{plRd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$ N_{b4,Ed}  \leq N_{tRd}$	$ -41,86  < 331,13$	vérifié	(0,13)
$ N_{b4,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ -41,86  < 317,25$	vérifié	(0,13)

**VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC**

$A_{nt} = 1,95$  [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

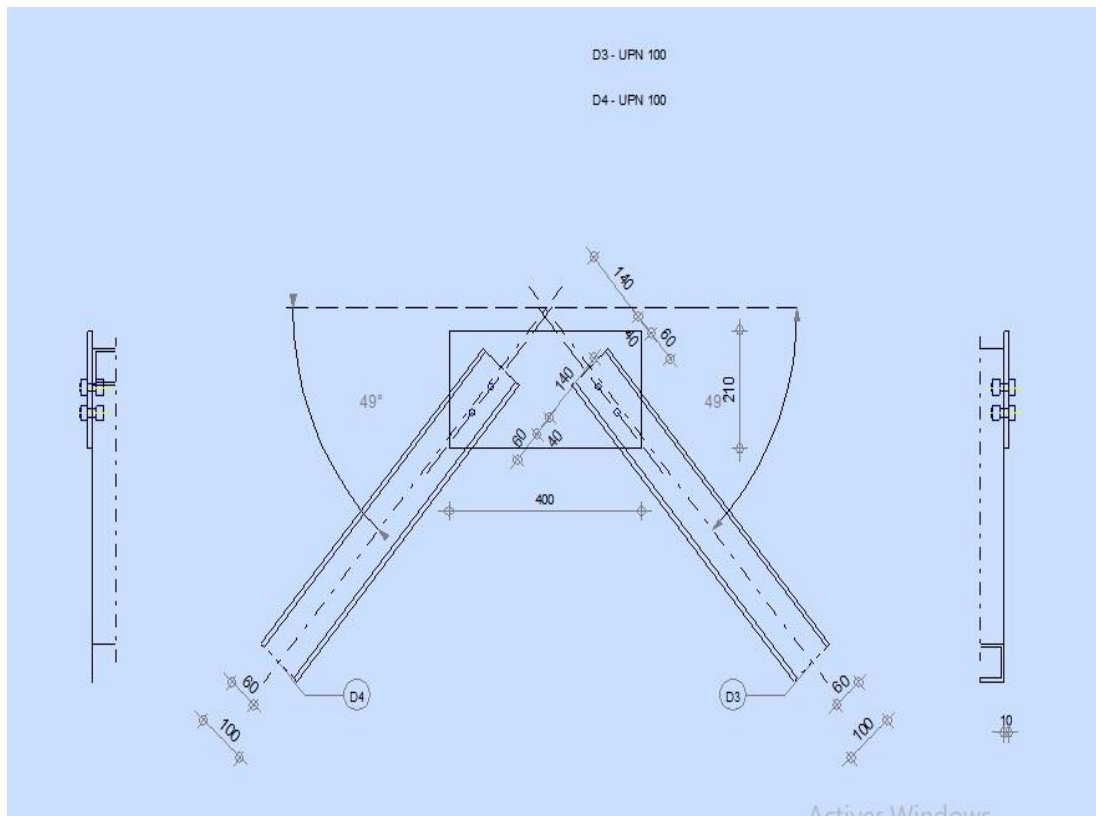
$A_{nv} = 4,65$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 91,56$  [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

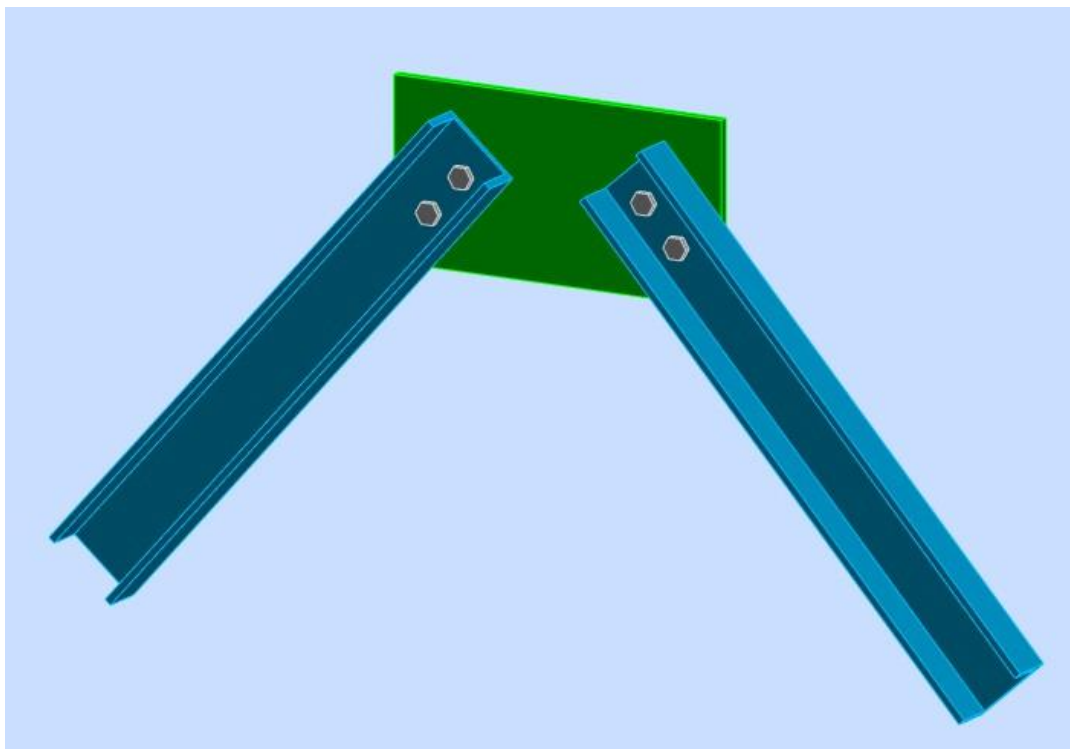
$$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$ N_{b4,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ -41,86  < 91,56$	vérifié	(0,46)
------------------------------	--------------------	---------	--------

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,46
--	-------	------



*Figure XI.9 : Schéma d'assemblage de contreventement transversale*





*Figure XI.10 : Assemblage de contreventement transversale*

**XI.8 Assemblage de contreventement longitudinal**

# Chapitre XI : Vérification des assemblages à l'aide de robot

Réaliser par la cornière L50× 50 × 5

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016	
	<b>Calcul de l'assemblage au gousset</b> NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

## GENERAL

Assemblage N°: 18  
Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement  
Noeud de la structure: 269  
Barres de la structure: 862, 861,

## GEOMETRIE

### BARRES

		Barre 3	Barre 4			
<b>Barre N°:</b>		862	861			
<b>Profilé:</b>		CAE 50x5	CAE 50x5			
	h	50	50			mm
	b <sub>f</sub>	50	50			mm
	t <sub>w</sub>	5	5			mm
	t <sub>f</sub>	5	5			mm
	r	7	7			mm
	A	4,80	4,80			cm <sup>2</sup>
<b>Matériau:</b>		ACIER	ACIER			
	f <sub>y</sub>	235,00	235,00			MPa
	f <sub>u</sub>	365,00	365,00			MPa
<b>Angle</b>	α	48,6	48,6			Deg
<b>Longueur</b>	l	0,00	0,00			m

### BOULONS

**Barre 3**

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9	Classe du boulon
d = 14 [mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> = 15 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> = 1,15 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> = 1,54 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>yb</sub> = 900,00 [MPa]	Limite de plasticité
f <sub>ub</sub> = 1200,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n = 2	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	60 [mm]
e <sub>1</sub> = 40 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e <sub>2</sub> = 25 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e <sub>c</sub> = 100 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

**Barre 4**

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9	Classe du boulon
d = 14 [mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> = 15 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> = 1,15 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> = 1,54 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>yb</sub> = 900,00 [MPa]	Limite de plasticité
f <sub>ub</sub> = 1200,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n = 2	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	60 [mm]
e <sub>1</sub> = 40 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e <sub>2</sub> = 25 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e <sub>c</sub> = 100 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

**GOUSSET**

l <sub>p</sub> = 300 [mm]	Longueur de la platine
h <sub>p</sub> = 200 [mm]	Hauteur de la platine
t <sub>p</sub> = 10 [mm]	Épaisseur de la platine

**Paramètres**

$h_1 = 0$  [mm] Grugeage  
 $v_1 = 0$  [mm] Grugeage  
 $h_2 = 0$  [mm] Grugeage  
 $v_2 = 0$  [mm] Grugeage  
 $h_3 = 0$  [mm] Grugeage  
 $v_3 = 0$  [mm] Grugeage  
 $h_4 = 0$  [mm] Grugeage  
 $v_4 = 0$  [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0; -150)

$e_v = 250$  [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres  
 $e_H = 150$  [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER

$f_y = 235,00$  [MPa] Résistance

**COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

**EFFORTS**

---

Ca 72: ELU/59=1\*1.35+6\*1.35+7\*1.35+4\*1.05+5\*1.05+8\*1.05+2\*1.50+3\*0.75

s: (1+6+7)\*1.35+(4+5+8)\*1.05+2\*1.50+3\*0.75

$N_{b3,Ed} = 0,00$  [kN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = -41,86$  [kN] Effort axial

**RESULTATS**

---

**BARRE 3****RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 66,24$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$$

**Pression du boulon sur la barre**

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,89$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,89 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 45,4$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$   
 =  $2$  ]

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,56$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,56 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 28,39$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la platine**

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,59$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,59 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 60,6$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$   
 =  $7$  ]

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,52$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,52 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 53,54$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

**VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS**

**cisaillement des boulons**

$F_{NSd} = 0,00$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b3,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 0,00$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} = 45,42$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 28,39$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 0,00  < 45,42$	<b>vérifié</b> (0,00)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 0,00  < 28,39$	<b>vérifié</b> (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$0,00 < 66,24$	<b>vérifié</b> (0,00)

**VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS**

$\beta_2 = 0,58$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A_{net} = 4,05$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_{f3}$
$N_{u,Rd} = 68,59$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_2 * A_{net} * f_{u3}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 101,52$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y3}) / \gamma_{M2}$
$ N_{b3,Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ 0,00  < 68,59$	<b>vérifié</b> (0,00)
$ N_{b3,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ 0,00  < 101,52$	<b>vérifié</b> (0,00)

**VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC**

$A_{nt} = 0,88$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 3,87$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 65,35$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b3,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 0,00  < 65,35$	<b>vérifié</b> (0,00)

**BARRE 4**

**RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 66,24$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$
-------------------------	---	---

**Pression du boulon sur la barre**

Direction x		
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>

$\alpha_{bx} = 0,89$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,89 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 45,42$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

**Direction z**

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,56$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,56 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 28,39$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la platine**

**Direction x**

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_1 = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,59$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,59 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 60,67$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

**Direction z**

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,52$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,52 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 53,54$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

**VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS**

**cisaillement des boulons**

$e = 11$  [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = -0,46$  [kN\*m] Moment fléchissant réel  $M_0 = N_{b4,Ed} * e$

$F_{NSd} = 20,93$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial  $F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$

$F_{MSd} = -7,65$  [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment  $F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum X_i^2$

$F_{x,Ed} = 20,93$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x  $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = -7,65$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z  $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 22,29$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon  $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$e = 11$  [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$F_{Rdx} = 45,42$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$F_{Rdz} = 28,39$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ -20,93  < 45,42$	<b>vérifié</b>	(0,46)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ -7,65  < 28,39$	<b>vérifié</b>	(0,27)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$22,29 < 66,24$	<b>vérifié</b>	(0,34)

**VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS**

$\beta_2 = 0,58$  Coefficient de réduction

[Tableau 3.8]

$A_{net} = 4,05$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section nette

$$A_{net} = A - d_0 \cdot t_{f4}$$

$N_{u,Rd} = 68,59$  [kN] Résistance de calcul de la section nette

$$N_{u,Rd} = (\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_{u4}) / \gamma_{M2}$$

$N_{pl,Rd} = 101,52$  [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y4}) / \gamma_{M2}$$

$ N_{b4,Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ -41,86  < 68,59$	<b>vérifié</b>	(0,61)
$ N_{b4,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ -41,86  < 101,52$	<b>vérifié</b>	(0,41)

**VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC**

$A_{nt} = 0,88$  [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 3,87$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 65,35$  [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$ N_{b4,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ -41,86  < 65,35$	<b>vérifié</b>	(0,64)
------------------------------	--------------------	----------------	--------

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,64
--	-------	------

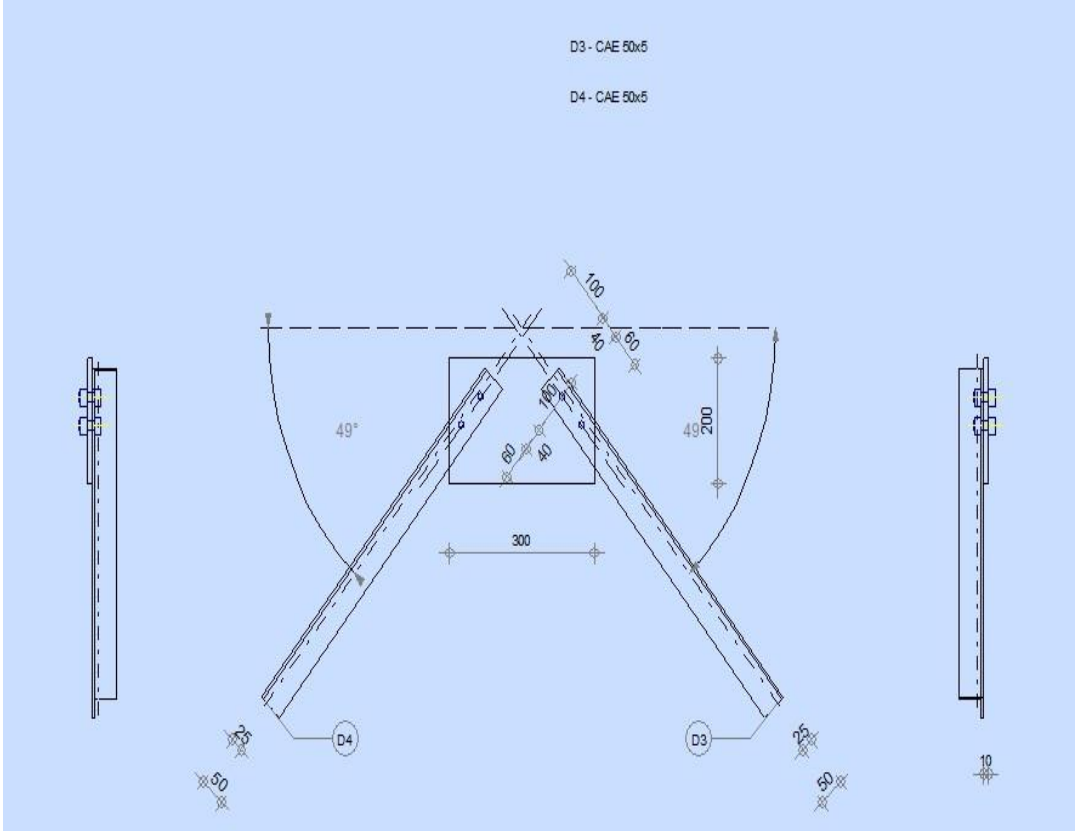


Figure XI.11 : Schéma d'assemblage de contreventement longitudinale

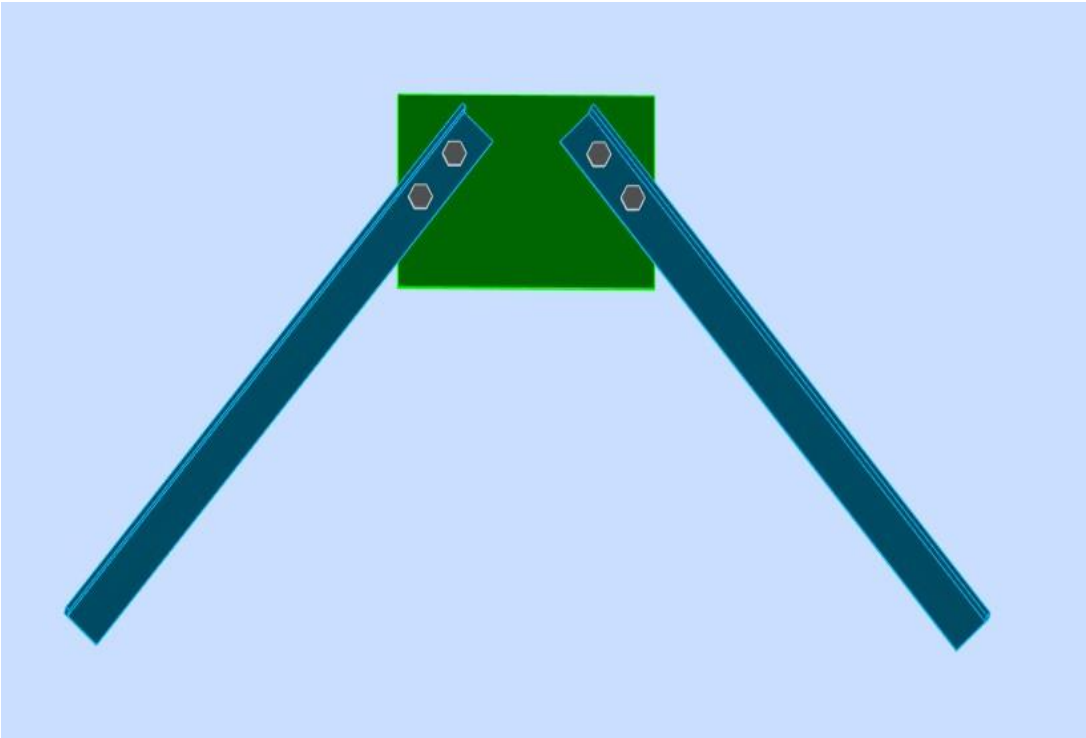


Figure XI.12 : Assemblage de contreventement longitudinale

**XI.9 Assemblage poteau- poutre principale (Etage courant)**

$$M_{y_{sd}} = 111,36 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 88,82 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 33,95 \text{ kN}$$

Platine de 670×150×20

Poutre IPE300

Poteau HEA260

$$t_f = 10,7 \text{ mm} ; t_w = 7,1 \text{ mm} ; b = 150 \text{ mm}$$

$$d_1 = \left( 115 - \frac{t_f}{2} - 35 \right) + 130 \times 4 = 594,65$$

$$d_1 = 594,65 \text{ mm}$$

$$d_2 = 464,65 \text{ mm} \quad d_3 = 334,65 \text{ mm} \quad d_4 = 204,65 \text{ mm} \quad d_5 = 130 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = (130^2 + 204,65^2 + 334,65^2 + 464,65^2 + 594,65^2)$$

$$\sum d_i^2 = 740280,49 \text{ mm}^2$$

**XI.9.1 Vérification à la sécurité****XI.9.1.1 Vérification au glissement**

La vérification au glissement est donnée par la relation suivante

$$F_{v,Sd} \leq F_{s,Rd}$$

Où :

$F_{v,Sd}$  : Effort tranchant de calcul par boulon.

$F_{s,Rd}$  : La résistance de calcul au glissement d'un boulon précontraint à haute résistance.

**XI.9.1.2 Calcul du moment résistant :**

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} \quad d'ou: N_1 = \frac{M_{Rd} d_1}{\sum d_i^2}$$

**XI.9.1.3 L'effort de calcul de précontrainte**

$F_{pc}$  Autorisé dans les boulons vaut

$$F_{pc} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

Boulons de diamètre 20mm

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s : 245mm^2 \\ f_{ub} : 1000N/mm^2 \end{array} \right.$$

$$F_{pc} = 0,7 \times (1000 \times 10^{-3}) \times 245 = 171,5 \text{ kN} \rightarrow \text{Pour un boulon}$$

**XI.9.1.4 Vérification au cisaillement  $F_{vSd}$  et à la traction  $F_{tSd}$**

La résistance au glissement par boulon doit satisfaire la condition suivante

$$F_{vSd} \leq F_{sRd} = \frac{K_s \times m \times \mu}{\gamma_{M2}} (F_{pCd} - 0,8F_{tSd})$$

Avec :

$F_{p.c}$  : est la précontrainte de calcul

$\mu$  : le coefficient de frottement dépendant de la classe de traitement de surface

$m$  : le nombre de surfaces de frottements

$K_S$  : 1.0 est le coefficient de forme pour les trous à tolérances normales à savoir :

1 mm pour les boulons M12 et M14

2 mm pour les boulons M16 à M24

3 mm pour les boulons m127 et plus

$$F_{sRd} = \frac{K_s \times m \times \mu}{\gamma_{M2}} (F_{pCd} - 0,8F_{tSd})$$

$$F_{tSd}^{Tot} = \frac{F_{tSd}^{Msd}}{2} + F_{tSd}^{Nsd}$$

$$F_{t.Sd}^{M_{sd}} = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{11,36 \times 10^3}{740280,49} = 89,45 \text{ kN}$$

$$\mathbf{F_{t.Sd}^{M_{sd}} = 89,45 \text{ kN}}$$

$$F_{t.Sd}^{N_{sd}} = \frac{N_{sd}}{n \times m} = \frac{33,95}{10} = 3,395$$

$$F_{t.Sd}^{N_{sd}} = 3,395 \text{ kN}$$

$$F_{t.Sd}^{\text{Tot}} = 48,12 \text{ KN}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{K_s \times m \times \mu}{\gamma_{M2}} (F_{p.Cd} - 0,8 F_{t.Sd}) = \frac{1 \times 1 \times 0,3}{1,25} (171,5 - 0,8 \times 48,12)$$

$$F_{s.Rd} = 31,92 \text{ KN}$$

$$\frac{\mathbf{F_{v.Sd}}}{\mathbf{10}} = \mathbf{8,88 \text{ kN}} \leq \mathbf{F_{s.Rd} = 31,92 \text{ kN}}$$



### **XII.1 Introduction**

Une fondation est la partie inférieure d'un bâtiment ou d'un ouvrage qui a pour rôle de transmettre et répartir les charges (poids, forces climatiques, sismiques) au sol afin d'assurer la stabilité et la sécurité de la construction. Elle constitue la base essentielle qui supporte la structure et évite les tassements ou déformations du sol sous l'édifice. Selon la nature du sol et les charges à supporter.

### **XII.2 Définition**

La fondation par définition est la composante d'un ouvrage qui transmet au sol d'assise les efforts provenant de cet ouvrage.



*Figure XII.1 : Exemple d'une semelle isolée avec des tiges d'encrage et des longrines*

### **XII.3 Différents types de fondations**

Les fondations peuvent être classées par rapport aux terrains suivant 03 types :

- Fondations superficielles ;
- Fondations semi profondes (puits) ;
- Fondations profondes (pieux).

### **XII.4 Le choix de type de fondation**

Le type de fondation est choisi essentiellement les critères suivants :

- La valeur de la contrainte admissible du sol.
- La distance entre axes des poutres.

- La charge transmise au sol.
- La raison économique.

D'après le rapport géotechnique, on a les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol est estimée à 2 bars.

## **XII.5 Caractéristiques des matériaux :**

### **XII.5.1 Béton :**

- Contrainte limite du béton à L'ULU :

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1 \times 1,5} = 14,16 \text{ Mpa}$$

$\gamma_b$  : 1,5 situation courante

$\gamma_b$  : 1,15 situation accidentelle

$\theta = 1$  Si : la durée d'exploitation est supérieure à 24h

$\theta = 0,9$  Si : la durée d'exploitation entre 1h et 24h

$\theta = 0,85$  si : la durée d'exploitation est inférieure à 24h

- Contrainte limite du béton à L'ELS :

$$\sigma_b = 0,6f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

### **XII.5.2 Acier :**

- **Contrainte limite de l'acier à L'ELU :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ Mpa}$$

$\gamma_b = 1,15$  situation courante

$\gamma_b = 1$  situation accidentelle

- **Contrainte limite de l'acier à L'ELS :**

$$\sigma_{st} = f_e$$

Si : la fissuration est peu nuisible

$$\sigma_{st} = \min (2/3 f ; \sqrt[110]{n \times f_{jt}}) \quad \text{si : la fissuration est préjudiciable.}$$

$$\sigma_{st} = \min (1/2 f ; \sqrt[90]{n \times f_{jt}}) \quad \text{si : la fissuration est très préjudiciable.}$$

On a : une fissuration préjudiciable

Donc :

$$\sigma_{st} = \min (2/3 f = \frac{2}{3} \times 400 = 267 \text{ Mpa} ; \sqrt[110]{n \times f_{jt}} = 201,63 \text{ Mpa})$$

$$\sigma_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

### XII.6 Dimensionnement des fondations

Pour le dimensionnement des fondations, On choisit une semelle qui se trouve sous le poteau, les (autres poteaux doivent être calculés de la même manière).

La semelle est soumise à :

- Un effort normal centré N.
- Un moment de flexion M rapporté au centre de gravité de de la section de béton seul à la base du poteau.

Les dimensions de la semelle doivent être homothétiques avec celles de la plaque d'assise (platine), soit :

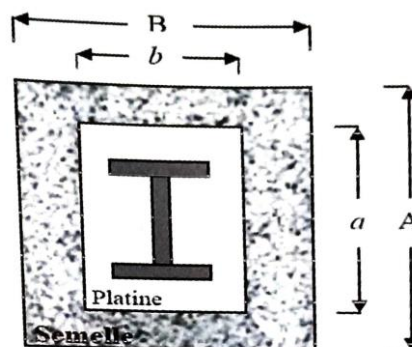
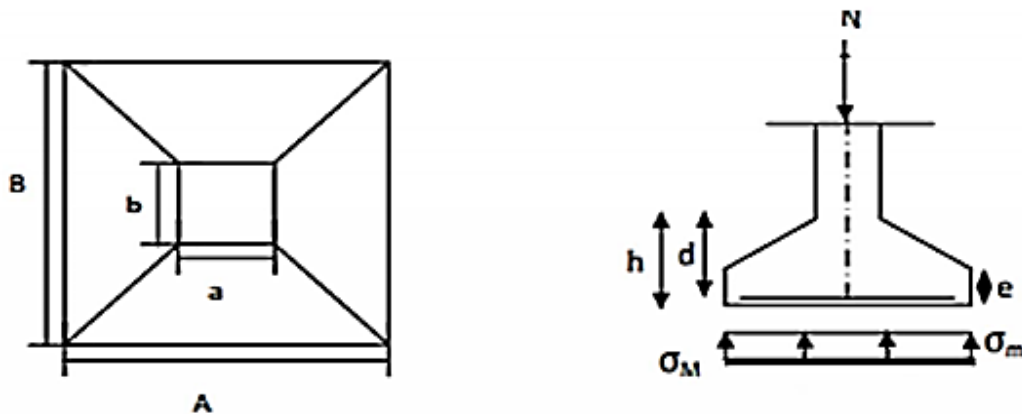


Figure XII.2 : Semelle isolée



### XII.7 Calcul des fondations encastré des poteaux

Sous un chargement “N” et “M”, l’excentricité  $e$  est définie par la relation suivante :

$$e = \frac{M}{N}$$

La platine est soumise aux sollicitations les plus défavorables qui sont :

$$M_{sd} = 27,97 \text{ kN.m} \quad (\text{D'après logiciel Robot})$$

$$N_{sd} = 451,40 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 24,03 \text{ KN}$$

Et on a :

$$f_{ck} = 25 \text{ Mpa} \text{ et } f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 2 \text{ daN/cm}^2 = 0,02 \text{ kN/cm}^2 \text{ à une fondation de } 1 \text{ m}$$

### XII.8 Dimensionnement de la fondation

#### XII.8.1 A L'ELS :

##### Charge axiale ultime de compression

$$N_{sd} = 451,40 \text{ KN}$$

##### Charge axiale de service de compression

$$Y_{moy} = (Y_G + Y_M) / 2 = (1,35 + 1,5) / 2 = 1,425$$

$$N_{sd} = 451,40/1,425 = 316,77 \text{ kN}$$

**Moment fléchissant de service**

$$M = \frac{27,15}{1,425} = 19,05 \text{ kN.m}$$

**On admet 10% de  $N_{sd}$  comme poids propre du bloc en béton**

$$P_p = 31,67 \text{ kN}$$

$$N = 316,77 + 31,67 = 348,44$$

$$N = 348,44 \text{ KN}$$

### **XII.8.2 L'aire de la fondation en béton :**

Aire : La charge axiale totale de service / La contrainte admissible du sol :

$$A = \frac{N}{\sigma_s} = 348,44 / 0,02 = 1,74 \text{ m}^2$$

$$A = 1,74 \text{ m}^2$$

**On admet 25% additionnel du au moment**

$$A = 1,25 \times 1,74 = 2,175 \text{ m}^2$$

### **XII.8.3 Calcul des dimensions de la semelle**

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle de la platine

Dimension de la platine :  $a \times b$

Dimension de fondation :  $L \times B$

$$K = \frac{a}{b} = \frac{B}{L} = \frac{400}{390} = 0,98 \Rightarrow B = 0,98L$$

$$L = 1,03B$$

$$p = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} < \overline{\sigma}_s$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = 0,02 \text{KN/cm}^2$$

$$S = L \times 0,64 \times L = 0,98 \times L^2$$

$$V = \frac{L}{2}$$

$$I = \frac{B \times L^3}{12} = \frac{(0,98 \times L) \times L^3}{12} = \frac{0,98L^4}{12}$$

On obtient une équation 3<sup>ème</sup> degré :

$$\frac{N}{0,98L^2} + \frac{M \times \frac{L}{2}}{\frac{0,98L^4}{12}} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$0,02L^3 - 348,44L - 167,46 \geq 0$$

$$L \geq 194,98 \text{ cm}$$

On prend pour plus de sécurité les valeurs suivantes :

$$L = 180 \text{ m} \quad \text{et} \quad B = 0,98 \times L = 0,98 \times 180 = 176 \text{ cm}$$

Soit  $\rightarrow B = 180 \text{ cm}$

#### **XII.8.4 Hauteur de la semelle**

$$h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{L-a}{4} = \frac{180-40}{4} = 35 \text{ cm} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{180-39}{4} = 35,25 \text{ cm} \quad \text{soit : } h = 30,25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend  $h = 60 \text{ cm}$  valeur plus pratique pour plus de sécurité et pour éviter le poinçonnement

$$d = h - c - \Phi/2 = 60 - 5 - 1,6/2 = 54,2 \text{ cm}$$

On admet l'enrobage de 50mm et des armatures de HA16 (16mm de diamètre)

#### **- Effet normal à la base de la semelle**

On a le poids propre de la semelle

$$P_p = 2500 \times 1,8 \times 1,8 \times 0,6 = 48,6 \text{ kN} = 4860 \text{ Kg}$$

$$P_p = 48,6 \text{ kN}$$

$$N = N + P_p = 348,44 + 48,6 = 397,04$$

$$N = 397,04 \text{ KN}$$

$$e = \frac{19,05 \times 10^2}{397,04} = 4,8 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{180}{6} = 30 \text{ cm}$$

$$e = 4,8 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

La répartition du diagramme est trapézoïdale

### XII.8.5 calcul des pressions sous la fondation à L'ELU

$$M_{sd} = 27,91 \text{ kN.m} \quad (\text{D'après le logiciel Robot})$$

$$N_{sd} = 451,40 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 451,40 + 1,35 \times P_p = 451,40 + 1,35 \times 48,6 = 517,01$$

$$N_{sd} = 517,01 \text{ KN}$$

$$P_{1,2} = \frac{N_{sd}}{A} \mp \frac{M_{sd} \times y}{I} = \frac{N_{sd}}{BL} \mp \frac{6 \times M_{sd}}{BL^2}$$

$$P_{1,2} = \frac{N_{sd}}{A} \mp \frac{M_{sd} \times y}{I} = \frac{N_{sd}}{BL} \mp \frac{6 \times M_{sd}}{BL^2}$$

$$P_1 = \frac{517,01}{180 \times 180} + \frac{6 \times 27,91}{180 \times 180^2} = 0,018$$

$$P_1 = 0,018 < \bar{\sigma}_s = 2 \text{ daN/cm}^2 = 0,02 \text{ kN/cm}^2$$

$$P_2 = \frac{517,01}{180 \times 180} - \frac{6 \times 27,91}{180 \times 180^2} = 0,013$$

$$P_2 = 0,013 < \bar{\sigma}_s = 2 \text{ daN/cm}^2 = 0,02 \text{ kN/cm}^2$$

$$P_3 = P_2 + (P_1 - P_2) \times \frac{m + a}{L}$$

$$\text{On a : } m = \frac{L-a}{2} = \frac{180-4}{2} = 70 \text{ cm}$$

$$P_3 = 0,013 + (0,018 - 0,013) \times \frac{70 + 40}{180}$$

$$P_3 = 0,016 \text{ kN/cm}^2$$

**XII.8.6 Calcul des armatures dans la direction du moment**

Calcul du moment fléchissant au niveau de la section dangereuse (au nu de la plaque d'assise ou bien du poteau en béton s'il existe)

$$L=200 \text{ cm} \quad B= 200 \text{ cm} \quad m= 84 \text{ cm}$$

$$F_1 = P_3 \times M \times B = 0,016 \times 70 \times 180 = 201,6 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0,5 \times (P_1 - P_3) \times m \times B = 0,5 \times (0,018 - 0,016) \times 70 \times 180 = 12,6 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = F_1 \times \left(\frac{m}{2}\right) + F_2 \times \left(\frac{2m}{3}\right) = 201,6 \times \left(\frac{70}{2}\right) + 12,6 \times \left(\frac{2 \times 70}{3}\right) = 7644 \text{ KN.cm}$$

$$M_{sd} = 76,44 \text{ kN.m}$$

On assume les armatures de 16mm et l'enrobage de 50mm

$$K = \frac{M_{sd}}{f_{ck} \times b \times d^2} = \frac{76,44 \times 10^6}{25 \times 1800 \times 542^2} = 5,78 \times 10^{-3}$$

$$K = 5,78 \times 10^{-3} < 1,156 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$Z = d \times \left(0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{K}{1,134}}\right) = d \times \left(0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{5,78 \times 10^{-3}}{1,134}}\right)$$

$$Z = 539,23 \text{ mm}$$

$$0,95 \times d = 0,95 \times 542 = 514,9 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } Z = 539,23 \text{ mm} > 0,95 \times d = 514,9 \text{ mm}$$

Avec :

$$f_{y.d} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ Mpa}$$

$$f_{y,d} = 347,8 \text{ N/mm}^2 (F_e E400)$$

D'où :

$$A_S = \frac{M_{sd}}{f_{y,d} \times Z} = \frac{76,44 \times 10^6}{347,8 \times 539,23} = 407,58 \text{ mm}^2$$

$$A_S = 407,58 \text{ mm}^2$$

- Section minimale des armatures principale :

$$\text{On a : } f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 0,30 \times 25^{2/3} = 2,56 = 2,6$$

$$f_{ctm} = 2,6 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,6}{400} \times 1800 \times 542$$

$$A_{min} = 1648,8 \text{ mm}^2 > A_S = 407,58 \text{ mm}^2$$

$$N_B = \frac{1648,8}{201} = 8,20 \text{ donc on prend } 10\text{HEA16}$$

$$\text{HEA16} = 201 \text{ mm}^2$$

$$10\text{HEA16} = 10(201) = 2010 \text{ mm}^2$$

$$A = 2010 \text{ mm}^2$$

$$p = \frac{N_{sd}}{B \times L} = \frac{517,01}{180 \times 180} = 0,015 \text{ kN/cm}^2$$

$$m = \frac{B-b}{2} = \frac{180-39}{2} = 70,5 \text{ cm}$$

$$F = p \times m \times L = 0,015 \times 70,5 \times 180 = 190,35 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = F \times \left(\frac{m}{2}\right) = 190,35 \times \frac{70,5}{2} = 6709,84 \text{ kN.cm}$$

$$M_{sd} = 67,09 \text{ kN.m}$$

$$K = \frac{M_{sd}}{f_{ck} \times b \times d^2} = \frac{67,09 \times 10^6}{25 \times 180 \times 542^2} = 0,051$$

0,051 < 0,156 (pas d'armature comprimée)

On a :

$$Z = d \times \left( 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{K}{1,134}} \right) = 542 \times \left( 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,051}{1,134}} \right)$$

$$Z = 516,41 \text{ mm}$$

$$0,95d = 0,95 \times 542 = 514,9 \text{ mm}$$

$$Z > 0,95d$$

Avec :

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \times Z} = \frac{67,09 \times 10^6}{347,18 \times 516,41} = 374,2 \text{ mm}^2$$

#### - Section minimale des armatures principales

$$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 2,6 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,6}{400} \times 1800 \times 542$$

$$A_{min} = 1648,76 \text{ mm}^2 > A_s = 714,81 \text{ mm}^2$$

$$N_B = \frac{1648,76}{201} = 8,20 \text{ donc on prend } 10\text{HEA16}$$

$$\text{HEA16} = 201 \text{ mm}^2$$

$$10\text{HEA16} = 10(201) = 2010 \text{ mm}^2$$

$$A = 2010 \text{ mm}^2$$

### XII.8.7 Vérification au cisaillement

La section dangereuse vis-à-vis du cisaillement est située à la distance de la plaque d'assise

#### XII.8.7.1 L'effort tranchant de calcul dans la section cisailée

$$V_{sd} = \frac{(p_1 + p_3)}{2} \times (m - d) \times B = \frac{(0,018 + 0,016)}{2} \times (70 - 54,2) \times 180$$

$$V_{sd} = 48,35 \text{KN}$$

### XII.8.7.2 La contrainte de cisaillement correspondante

$$V_{sd} = \frac{V_{sd}}{B \times d} = \frac{48,35 \times 10^3}{1800 \times 542} = 4,9 \times 10^{-5}$$

$$V_{sd} = 4,9 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^2$$

### XII.8.7.3 La contrainte de cisaillement résistante

On a :

$$V_{Rd,c} = [0,12 \times K \times (100 \times \rho \times f_{ck})^{1/3}]$$

Avec :

- Le pourcentage d'armature dans la section

$$\rho = \frac{A_s}{B \times d} = \frac{2010}{1800 \times 542} = 2,06 \times 10^{-3}$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{540}} = 1,6$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \times 1,6 \times (100 \times 2,06 \times 25)^{1/3}]$$

$$V_{Rd,c} = 0,33 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{sd} = 4,9 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^2 < V_{Rd,c} = 0,33 \text{ N/mm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

### XII.8.8 Vérification au poinçonnement

$$\rho = \frac{N_{sd}}{B \times L} = \frac{451,40}{180 \times 180} = 0,014 \text{ kN/cm}^2$$

Remarque : Le poids de la fondation n'est pas inclus du poinçonnement

**XII.8.8.1 La surface hachurée**

$$S = B \times L - (3d + b_p)(3d + h_p) = 180 \times 180 - (3 \times 54,2 + 40)(3 \times 54,2 + 39)$$

$$S = 2520,04 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{poinçonnemet}} = \rho \times S = 0,014 \times 2520,04$$

$$V_{\text{poinçonnemet}} = 35,28 \text{ kN}$$

**XII.8.8.2 La surface cisillée**

$$S' = d \times 2 \times (3 \times d + a + 3 \times d + b)$$

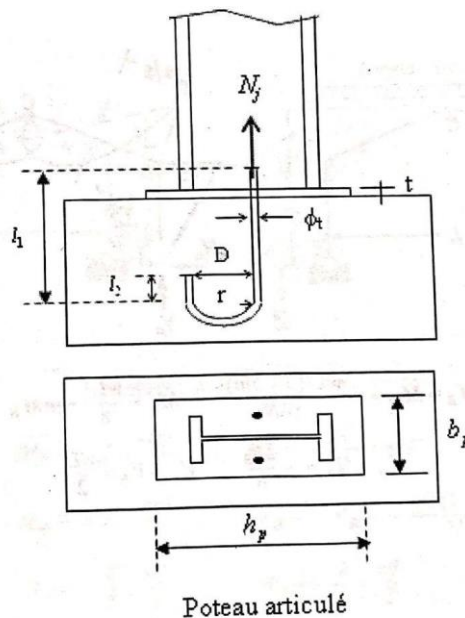
$$S' = 0,542 \times 2 \times (3 \times 0,542 + 0,4 + 3 \times 0,542 + 0,39)$$

$$S' = 4,38 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{V_{\text{poinçonnemet}}}{S'} = \frac{35,28 \times 10^3}{4,38 \times 10^6} = 0,00805 \text{ N/mm}^2$$

$$v = 8,05 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

$$v = 8,05 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2 < V_{\text{Rd,c}} = 0,33 \text{ N/mm}^2$$



### XII.9 Calculs des longrines

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

#### XII.9.1 Dimensionnement des longrines

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : (25 x 30) cm<sup>2</sup>.

#### XII.9.2 Calcul du ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left[ \frac{N}{\alpha} ; 20kN \right]$$

Avec :

$\alpha$ : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré  $\alpha = 12$  (site S3, zone II).

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points

D'appui solidarisés  $N = 397,04$  kN

$$F = \max \left[ \frac{397,04}{12} ; 20kN \right] = F = \max [33,1 ; 20kN] = 33,1 \text{ KN}$$

##### a) Calcul du ferrailage longitudinal

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{33,1 \times 10^3}{400/1,15} = 1,03 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA 99 le ferrailage minimum doit être DE 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est au min [20cm ;  $\Phi_l$  ]

Donc :

$$A_{min} = 0,6\% / 100 (b \times h) = \frac{0,6}{100} \times (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend  $A_{min}$  d'où on opte pour 4HA12 Avec  $A_{st} = 4,52cm^2$

**b) Vérification de condition non fragilité**

$$(b \times h) \times \frac{F_{tj}}{f_e} = (25 \times 30) \times \frac{2,1}{400} = 3,94cm^2 < A_{st} = 4,52cm^2 \text{ Vérifiée}$$

**c) Calcul d'armature transversal**

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_t \text{ min}; \frac{b}{10}\right) = \min(8,57; 12; 25) \Rightarrow \Phi_t \leq 8,57 \text{ mm}$$

On prend  $\Phi_t = 8mm$

**d) Calcul d'espacement des cadres**

On a suivant RPA99

$$S_t \leq \min(20cm; 15\Phi_t) = \min(20cm; 15 \times 1,2) \Rightarrow S_t \leq 18cm$$

Donc on opte pour les cadres transversaux en HA8 avec un espacement de  $S_t = 18cm$



## **Conclusion générale**

L'étude de ce projet nous a permis de concrétiser l'ensemble des connaissances acquises durant notre formation d'ingénieur. Elle nous a permis de maîtriser les règles de calcul, qu'il s'agisse d'analyses statiques ou dynamiques, ainsi que les réglementations en vigueur dans le domaine des structures métalliques.

A travers le prédimensionnement des éléments, l'étude des effets du vent, de la neige et des actions sismiques, nous avons pu appliquer nos compétences de manière concrète et rigoureuse. L'utilisation du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis nous a offert une meilleure compréhension des méthodes modernes de modélisation et de vérification des structures.

Ce projet a été une expérience enrichissante, un premier pas vers le monde professionnel, et un aperçu des défis que nous serons appelés à relever en tant qu'ingénieurs. Il a renforcé notre capacité à analyser, concevoir et proposer des solutions techniques adaptées aux besoins d'un projet réel.

Enfin, ce travail représente l'aboutissement de cinq années d'études, d'efforts et de persévérance. Nous espérons avoir atteint les objectifs fixés et que les compétences développées à travers ce mémoire nous serviront dans notre future carrière professionnelle.

## **Bibliographie**

- Règlement neige et vent version 2013.
- Calcul des Eléments de construction Métallique de Lahlou DAHMANI.

Selon l'Eurocode 3, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2012.

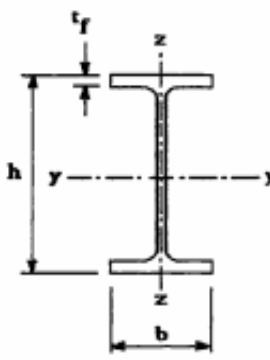
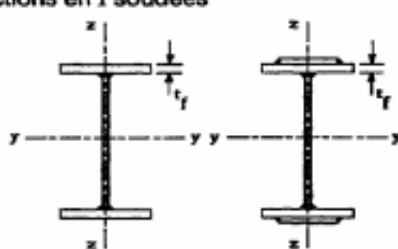

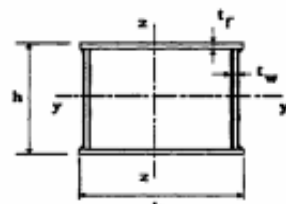

- Eurocode3, les normes Européennes de conception, de dimensionnement Et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.

- Calcul des constructions mixtes acier-béton d'après l'Eurocode 04.
- Manuel de calcul des poutres et dalles mixtes qui s'est inspiré de l'Eurocode 1 994-1 -1.
- Document technique réglementaire DTR B. C. 2.2.
- B.A.E. L91, modifié 99.
- Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003

**Annexe A**  
**Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre  $\Phi$  (mm)**

<b><math>\Phi</math> (mm)</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
<b>2</b>	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
<b>3</b>	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
<b>4</b>	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
<b>5</b>	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
<b>6</b>	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
<b>7</b>	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
<b>8</b>	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
<b>9</b>	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
<b>10</b>	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
<b>11</b>	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
<b>12</b>	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
<b>13</b>	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
<b>14</b>	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
<b>15</b>	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
<b>16</b>	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
<b>17</b>	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
<b>18</b>	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
<b>19</b>	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
<b>20</b>	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

## Annexe B

<b>Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section</b>			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
<p style="text-align: center;">Sections en I laminées</p> 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d	
<p style="text-align: center;">Sections en I soudées</p> 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
<p style="text-align: center;">Sections creuses</p> 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}$ *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{ya}$ *)	quel qu'il soit	c
<p style="text-align: center;">Caissons soudés</p> 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et  $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
<p style="text-align: center;">Sections en U, L, T et sections pleines</p> 		quel qu'il soit	c

\*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

## Annexe B (suite)

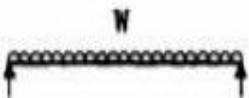
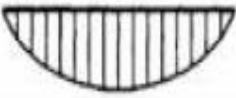
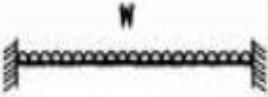


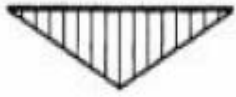




Tableau 2. Courbes de flambement des sections pour déversement

Sections	Limites	Courbe de flambement
Sections en I laminées	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Sections en I Soudées	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Autres sections	---	d

Tableau 3. Valeurs recommandées des coefficients d'imperfection pour le flambement et déversement

Courbe de flambement	a	b	c	d
Coefficients d'imperfection $\alpha_{LT}$	0,21	0,34	0,49	0,76

Annexe C

Tableau F.1.2 Coefficients $C_1$ , $C_2$ et $C_3$ , pour différentes valeurs de $k$ , dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de $k$	Coefficients		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

### Annexe D

Valeurs du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe  $a_0$

$\lambda$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9986	0,9973	0,9959	0,9945	0,9931	0,9917	0,9903	0,9889	0,9874
0,3	0,9859	0,9845	0,9829	0,9814	0,9799	0,9783	0,9767	0,9751	0,9735	0,9718
0,4	0,9701	0,9684	0,9667	0,9649	0,9631	0,9612	0,9593	0,9574	0,9554	0,9534
0,5	0,9513	0,9492	0,9470	0,9448	0,9425	0,9402	0,9378	0,9354	0,9328	0,9302
0,6	0,9276	0,9248	0,9220	0,9191	0,9161	0,9130	0,9099	0,9066	0,9032	0,8997
0,7	0,8961	0,8924	0,8886	0,8847	0,8806	0,8764	0,8721	0,8676	0,8630	0,8582
0,8	0,8533	0,8483	0,8431	0,8377	0,8322	0,8266	0,8208	0,8148	0,8087	0,8025
0,9	0,7961	0,7895	0,7828	0,7760	0,7691	0,7620	0,7549	0,7476	0,7403	0,7329
1,0	0,7253	0,7178	0,7101	0,7025	0,6948	0,6870	0,6793	0,6715	0,6637	0,6560
1,1	0,6482	0,6405	0,6329	0,6252	0,6176	0,6101	0,6026	0,5951	0,5877	0,5804
1,2	0,5732	0,5660	0,5590	0,5520	0,5450	0,5382	0,5314	0,5248	0,5182	0,5117
1,3	0,5053	0,4990	0,4927	0,4866	0,4806	0,4746	0,4687	0,4629	0,4572	0,4516
1,4	0,4461	0,4407	0,4353	0,4300	0,4248	0,4197	0,4147	0,4097	0,4049	0,4001
1,5	0,3953	0,3907	0,3861	0,3816	0,3772	0,3728	0,3685	0,3643	0,3601	0,3560
1,6	0,3520	0,3480	0,3441	0,3403	0,3365	0,3328	0,3291	0,3255	0,3219	0,3184
1,7	0,3150	0,3116	0,3083	0,3050	0,3017	0,2985	0,2954	0,2923	0,2892	0,2862
1,8	0,2833	0,2804	0,2775	0,2746	0,2719	0,2691	0,2664	0,2637	0,2611	0,2585
1,9	0,2559	0,2534	0,2509	0,2485	0,2461	0,2437	0,2414	0,2390	0,2368	0,2345
2,0	0,2323	0,2301	0,2280	0,2258	0,2237	0,2217	0,2196	0,2176	0,2156	0,2136
2,1	0,2117	0,2098	0,2079	0,2061	0,2042	0,2024	0,2006	0,1989	0,1971	0,1954
2,2	0,1937	0,1920	0,1904	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1824	0,1809	0,1794
2,3	0,1779	0,1764	0,1749	0,1735	0,1721	0,1707	0,1693	0,1679	0,1665	0,1652
2,4	0,1639	0,1626	0,1613	0,1600	0,1587	0,1575	0,1563	0,1550	0,1538	0,1526
2,5	0,1515	0,1503	0,1491	0,1480	0,1469	0,1458	0,1447	0,1436	0,1425	0,1414
2,6	0,1404	0,1394	0,1383	0,1373	0,1363	0,1353	0,1343	0,1333	0,1324	0,1314
2,7	0,1305	0,1296	0,1286	0,1277	0,1268	0,1259	0,1250	0,1242	0,1233	0,1224
2,8	0,1216	0,1207	0,1199	0,1191	0,1183	0,1175	0,1167	0,1159	0,1151	0,1143
2,9	0,1136	0,1128	0,1120	0,1113	0,1106	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070
3,0	0,1063	0,1056	0,1049	0,1043	0,1036	0,1029	0,1023	0,1016	0,1010	0,1003

**Annexe E**

Valeurs du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a

$\lambda$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

**Annexe F**

**Valeurs du Coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe b**

$\lambda$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

## Annexe G

Valeurs du coefficient de flambement  $\gamma$  de la courbe c

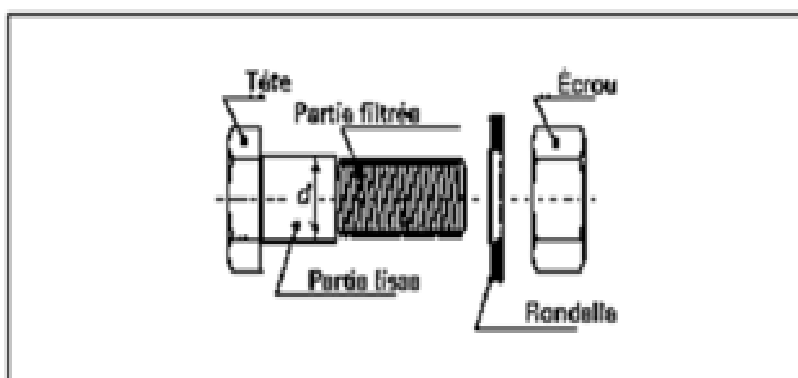
$\lambda$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9949	0,9898	0,9847	0,9797	0,9746	0,9695	0,9644	0,9593	0,9542
0,3	0,9491	0,9440	0,9389	0,9338	0,9286	0,9235	0,9183	0,9131	0,9078	0,9026
0,4	0,8973	0,8920	0,8867	0,8813	0,8760	0,8705	0,8651	0,8596	0,8541	0,8486
0,5	0,8430	0,8374	0,8317	0,8261	0,8204	0,8146	0,8088	0,8030	0,7972	0,7913
0,6	0,7854	0,7794	0,7735	0,7675	0,7614	0,7554	0,7493	0,7432	0,7370	0,7309
0,7	0,7247	0,7185	0,7123	0,7060	0,6998	0,6935	0,6873	0,6810	0,6747	0,6684
0,8	0,6622	0,6559	0,6496	0,6433	0,6371	0,6308	0,6246	0,6184	0,6122	0,6060
0,9	0,5998	0,5937	0,5876	0,5815	0,5755	0,5695	0,5635	0,5575	0,5516	0,5458
1,0	0,5399	0,5342	0,5284	0,5227	0,5171	0,5115	0,5059	0,5004	0,4950	0,4896
1,1	0,4842	0,4790	0,4737	0,4685	0,4634	0,4583	0,4533	0,4483	0,4434	0,4386
1,2	0,4338	0,4290	0,4243	0,4197	0,4151	0,4106	0,4061	0,4017	0,3974	0,3931
1,3	0,3888	0,3846	0,3805	0,3764	0,3724	0,3684	0,3644	0,3606	0,3567	0,3529
1,4	0,3492	0,3455	0,3419	0,3383	0,3348	0,3313	0,3279	0,3245	0,3211	0,3178
1,5	0,3145	0,3113	0,3081	0,3050	0,3019	0,2989	0,2959	0,2929	0,2900	0,2871
1,6	0,2842	0,2814	0,2786	0,2759	0,2732	0,2705	0,2679	0,2653	0,2627	0,2602
1,7	0,2577	0,2553	0,2528	0,2504	0,2481	0,2457	0,2434	0,2412	0,2389	0,2367
1,8	0,2345	0,2324	0,2302	0,2281	0,2260	0,2240	0,2220	0,2200	0,2180	0,2161
1,9	0,2141	0,2122	0,2104	0,2085	0,2067	0,2049	0,2031	0,2013	0,1996	0,1979
2,0	0,1962	0,1945	0,1929	0,1912	0,1896	0,1880	0,1864	0,1849	0,1833	0,1818
2,1	0,1803	0,1788	0,1774	0,1759	0,1745	0,1731	0,1717	0,1703	0,1689	0,1676
2,2	0,1662	0,1649	0,1636	0,1623	0,1611	0,1598	0,1585	0,1573	0,1561	0,1549
2,3	0,1537	0,1525	0,1514	0,1502	0,1491	0,1480	0,1468	0,1457	0,1446	0,1436
2,4	0,1425	0,1415	0,1404	0,1394	0,1384	0,1374	0,1364	0,1354	0,1344	0,1334
2,5	0,1325	0,1315	0,1306	0,1297	0,1287	0,1278	0,1269	0,1260	0,1252	0,1243
2,6	0,1234	0,1226	0,1217	0,1209	0,1201	0,1193	0,1184	0,1176	0,1168	0,1161
2,7	0,1153	0,1145	0,1137	0,1130	0,1122	0,1115	0,1108	0,1100	0,1093	0,1086
2,8	0,1079	0,1072	0,1065	0,1058	0,1051	0,1045	0,1038	0,1031	0,1025	0,1018
2,9	0,1012	0,1006	0,0999	0,0993	0,0987	0,0981	0,0975	0,0969	0,0963	0,0957
3,0	0,0951	0,0945	0,0939	0,0934	0,0928	0,0922	0,0917	0,0911	0,0906	0,0901

## Annexe H

Valeurs du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe d

$\lambda$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9921	0,9843	0,9765	0,9688	0,9611	0,9535	0,9459	0,9384	0,9309
0,3	0,9235	0,9160	0,9086	0,9013	0,8939	0,8866	0,8793	0,8721	0,8648	0,8576
0,4	0,8504	0,8432	0,8360	0,8289	0,8218	0,8146	0,8075	0,8005	0,7934	0,7864
0,5	0,7793	0,7723	0,7653	0,7583	0,7514	0,7444	0,7375	0,7306	0,7237	0,7169
0,6	0,7100	0,7032	0,6964	0,6897	0,6829	0,6762	0,6695	0,6629	0,6563	0,6497
0,7	0,6431	0,6366	0,6301	0,6237	0,6173	0,6109	0,6046	0,5983	0,5921	0,5859
0,8	0,5797	0,5736	0,5675	0,5615	0,5556	0,5496	0,5438	0,5379	0,5322	0,5265
0,9	0,5208	0,5152	0,5096	0,5041	0,4987	0,4933	0,4879	0,4826	0,4774	0,4722
1,0	0,4671	0,4620	0,4570	0,4521	0,4472	0,4423	0,4375	0,4328	0,4281	0,4235
1,1	0,4189	0,4144	0,4099	0,4055	0,4012	0,3969	0,3926	0,3884	0,3843	0,3802
1,2	0,3762	0,3722	0,3683	0,3644	0,3605	0,3568	0,3530	0,3493	0,3457	0,3421
1,3	0,3385	0,3350	0,3316	0,3282	0,3248	0,3215	0,3182	0,3150	0,3118	0,3086
1,4	0,3055	0,3024	0,2994	0,2964	0,2935	0,2906	0,2877	0,2849	0,2821	0,2793
1,5	0,2766	0,2739	0,2712	0,2686	0,2660	0,2635	0,2609	0,2585	0,2560	0,2536
1,6	0,2512	0,2488	0,2465	0,2442	0,2419	0,2397	0,2375	0,2353	0,2331	0,2310
1,7	0,2289	0,2268	0,2248	0,2228	0,2208	0,2188	0,2168	0,2149	0,2130	0,2112
1,8	0,2093	0,2075	0,2057	0,2039	0,2021	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
1,9	0,1920	0,1904	0,1888	0,1872	0,1856	0,1841	0,1826	0,1810	0,1796	0,1781
2,0	0,1766	0,1752	0,1738	0,1724	0,1710	0,1696	0,1683	0,1669	0,1656	0,1643
2,1	0,1630	0,1617	0,1604	0,1592	0,1580	0,1567	0,1555	0,1543	0,1532	0,1520
2,2	0,1508	0,1497	0,1486	0,1474	0,1463	0,1452	0,1442	0,1431	0,1420	0,1410
2,3	0,1399	0,1389	0,1379	0,1369	0,1359	0,1349	0,1340	0,1330	0,1320	0,1311
2,4	0,1302	0,1292	0,1283	0,1274	0,1265	0,1257	0,1248	0,1239	0,1231	0,1222
2,5	0,1214	0,1205	0,1197	0,1189	0,1181	0,1173	0,1165	0,1157	0,1149	0,1142
2,6	0,1134	0,1127	0,1119	0,1112	0,1104	0,1097	0,1090	0,1083	0,1076	0,1069
2,7	0,1062	0,1055	0,1048	0,1042	0,1035	0,1029	0,1022	0,1016	0,1009	0,1003
2,8	0,0997	0,0990	0,0984	0,0978	0,0972	0,0966	0,0960	0,0954	0,0948	0,0943
2,9	0,0937	0,0931	0,0926	0,0920	0,0914	0,0909	0,0904	0,0898	0,0893	0,0888
3,0	0,0882	0,0877	0,0872	0,0867	0,0862	0,0857	0,0852	0,0847	0,0842	0,0837

## Annexe I



**Tableau 1 – Valeurs nominales de la limite d'élasticité  $f_{yb}$  et de la résistance ultime à la traction  $f_{ub}$  des boulons ordinaires**

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ ..... (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ ..... (MPa)	400	400	500	500	600	800	1 000

**Tableau 2 – Aires des sections lisses et des sections filetées des boulons ordinaires**

	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Diamètre nominal $d$ ..... (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Diamètre du trou $d_0$ ..... (mm)	9	11	13	16	18	20	22	24	26	30	33
Ø rondelle..... (mm)	16	20	24	27	30	34	37	40	44	50	55
Épaisseur rondelle..... (mm)	2,5	2,5	3	3	3	4	4	4	4	5	5
Hauteur d'écrou..... (mm)	6,8	8,4	10,8	12,8	14,8	15,8	18	19,4	21,5	23,8	25,6
Hauteur de tête..... (mm)	5,3	6,4	7,5	8,8	10	11,5	12,5	14	15	17,5	19
Section nominale $A_s$ ..... (mm <sup>2</sup> )	50,2	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
Section résistante $A_t$ ..... (mm <sup>2</sup> )	35,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	450	561

## Liste des symboles

G : Charges permanents.

N: Surcharges climatiques de neige.

V : Surcharge climatique du vent.

Fw : Force de frottement.

Mcr : Moment critique élastique de déversement.

Nsd : Effort normal.

Vysd : Effort tranchant dans le plan des semelles.

Vzsd: Effort tranchant dans le plan de l'âme.

Vpl rd: Résistance de la section a l'effort tranchant.

Mely rd: Moment fléchissant de résistance élastique suivant yy.

Melz rd: Moment fléchissant de résistance élastique suivant zz.

Mply rd: Moment fléchissant de résistance plastique suivant yy.

Mplz rd: Moment fléchissant de résistance plastique suivant zz.

Mbrd : Moment fléchissant de résistance au déversement.

Mvrd : Moment fléchissant de résistance plastique réduit compte tenu de l'effort tranchant.

E: Module d'élasticité longitudinale.

Fy : Limite élastique de matériau.

Fu : Limite à la rupture du matériau ou résistance à la traction minimale spécifiée.

$\nu$  : Coefficient de Poisson.

A : Aire de la section brute.

Anet : Aire de la section nette au droit des trous de fixation.

Iy : Moment d'inertie suivant l'axe yy.

Iz : Moment d'inertie suivant l'axe zz.

d0 : Diamètre de trou.

$\emptyset$  : Diamètre de boulon.

t : Epaisseur de la tôle.

tf : Epaisseur de la semelle.

tw : Epaisseur de l'âme.

b : Largeur de la semelle.

h : Hauteur de la section.

r : Rayon de raccordement âme/semelle.

$i_y$  : Rayon de giration suivant l'axe  $yy$ .

$i_z$  : Rayon de giration suivant l'axe  $zz$ .

$Y_y$  : Axe parallèle aux semelles (Axe fort).

$Z_z$  : Axe perpendiculaire aux semelles (Axe faible).

$l.l_0$  : Longueur de l'élément.

$l_y$  : Longueur de flambement autour de l'axe  $yy$ .

$l_z$  : Longueur de flambement autour de l'axe  $zz$ .

$L$  : Longueur de flambement latéral (pour le déversement).

$W_{ely}$  : Module de résistance élastique de la section suivant l'axe  $yy$ .

$W_{elz}$  : Module de résistance élastique de la section suivant l'axe  $zz$ .

$\psi$  : Coefficient de combinaison.

$\lambda$  : Elancement.

$\lambda_1$  : Elancement eulérien.

$\bar{\lambda}$  : Elancement réduit vis-à-vis du flambement.

$\bar{\lambda}_{LT}$  : Elancement réduit vis-à-vis du déversement.

$\chi$  : Facteur de réduction vis-à-vis du flambement.

$\chi_{LT}$  : Facteur de réduction vis-à-vis du déversement.

$\alpha$  : Facteur d'imperfection pour le flambement.

$\alpha_{LT}$  : Facteur d'imperfection pour le déversement.

$F_y$  : Fleche suivant l'axe  $yy$ .

$F_z$  : Fleche suivant l'axe  $zz$ .

$F_{adm}$  : Fleche admissible.

$\lambda_{lim}$  : L'élancement limite.

$c$  : Largeur d'appui additionnelle pour les plaques d'assises.

$t_p$  : L'épaisseur minimale de la plaque d'assise.

$F_{ck}$  : Résistance du béton a la compression.

$F_{jd}$  : Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement.

$F_{cd}$  : Résistance de calcul a l'écrasement du béton.

$F_{vrd}$  : Résistance de calcul au cisaillement du scellement de la plaque l'assise du poteau.

$I_t$  : Moment d'inertie de torsion.  $c_1$  : Facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments.

$\gamma_c$  : Coefficient partiel de sécurité sur les propriétés du béton.

$F_{ub}$  : Résistance ultime du boulon d'ancrage.

$I_p$  : Inertie du poteau.

$W_{ply}$  : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe  $yy$ .

$W_{plz}$  : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe  $zz$ .

$P$  : Poids propre.

$\gamma_M$  : Facteur partiel de sécurité du matériau.

$\sum N_i$  : Somme des efforts dans les boulons tendus

$b_{eff}$  : Entraxe rangées des boulons.

$f_{ctm}$  : Valeur moyenne de la résistance du béton à la traction.

$N_1$  : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

$F_{trd}$  : Résistance de l'âme du Poteau à la traction.

$N_{sd}$  : Effort normal de compression dans le poteau.

$d_i$  : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

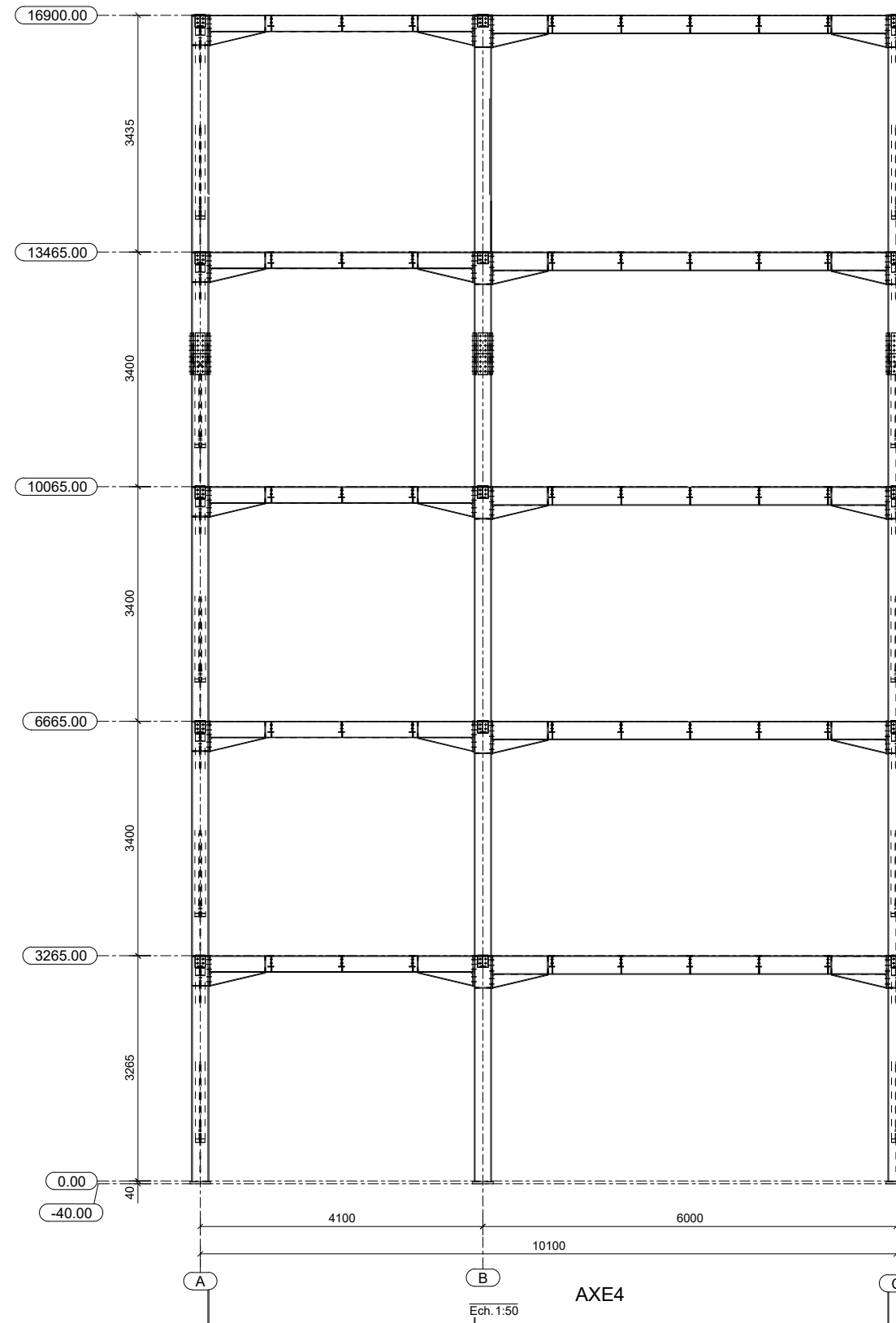
$N$  : Nombre



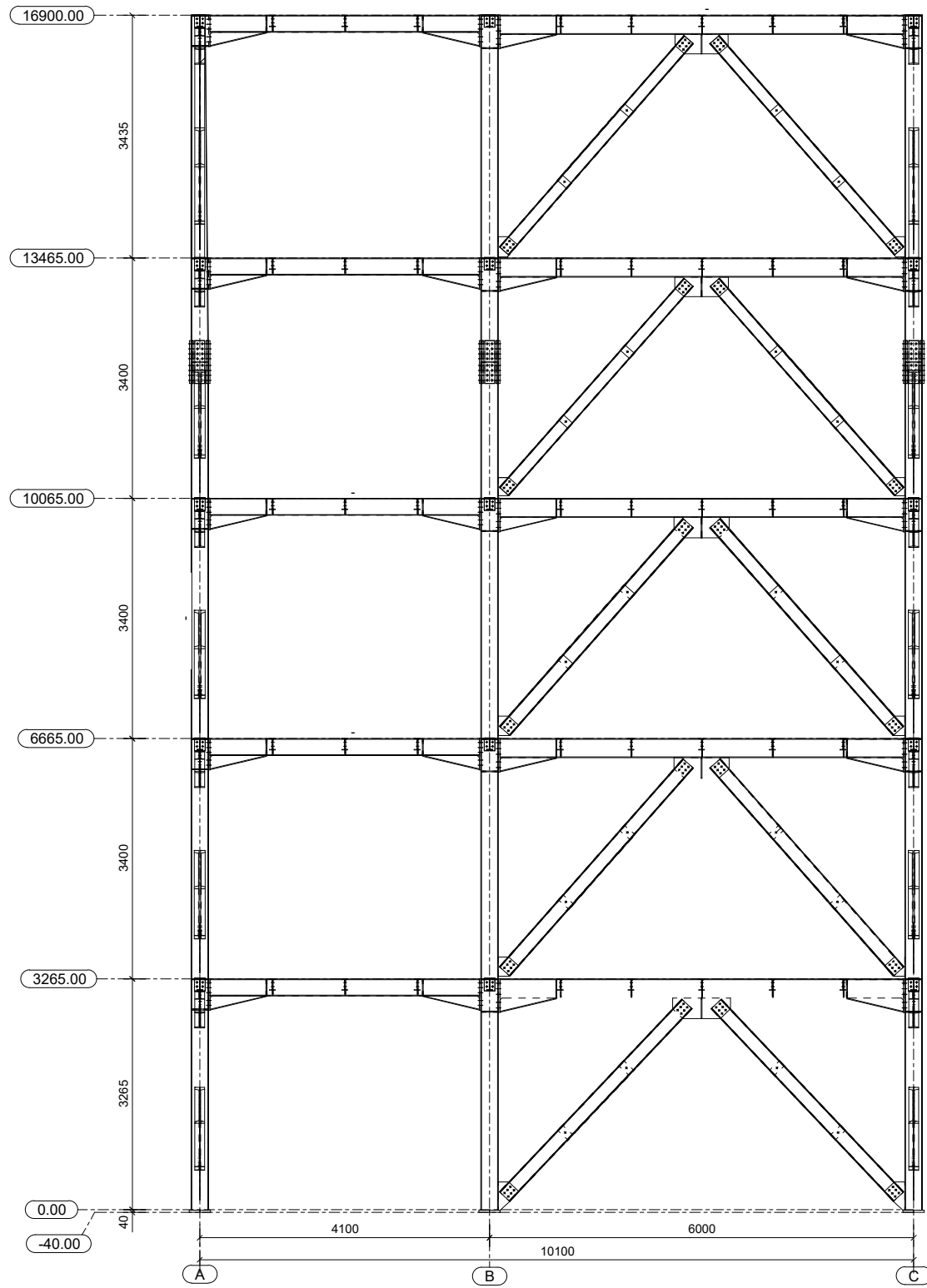
*PLAN ELEVATION AXE-1.2.3.4*

Ech. 1:50

AXE2  
Ech. 1:50

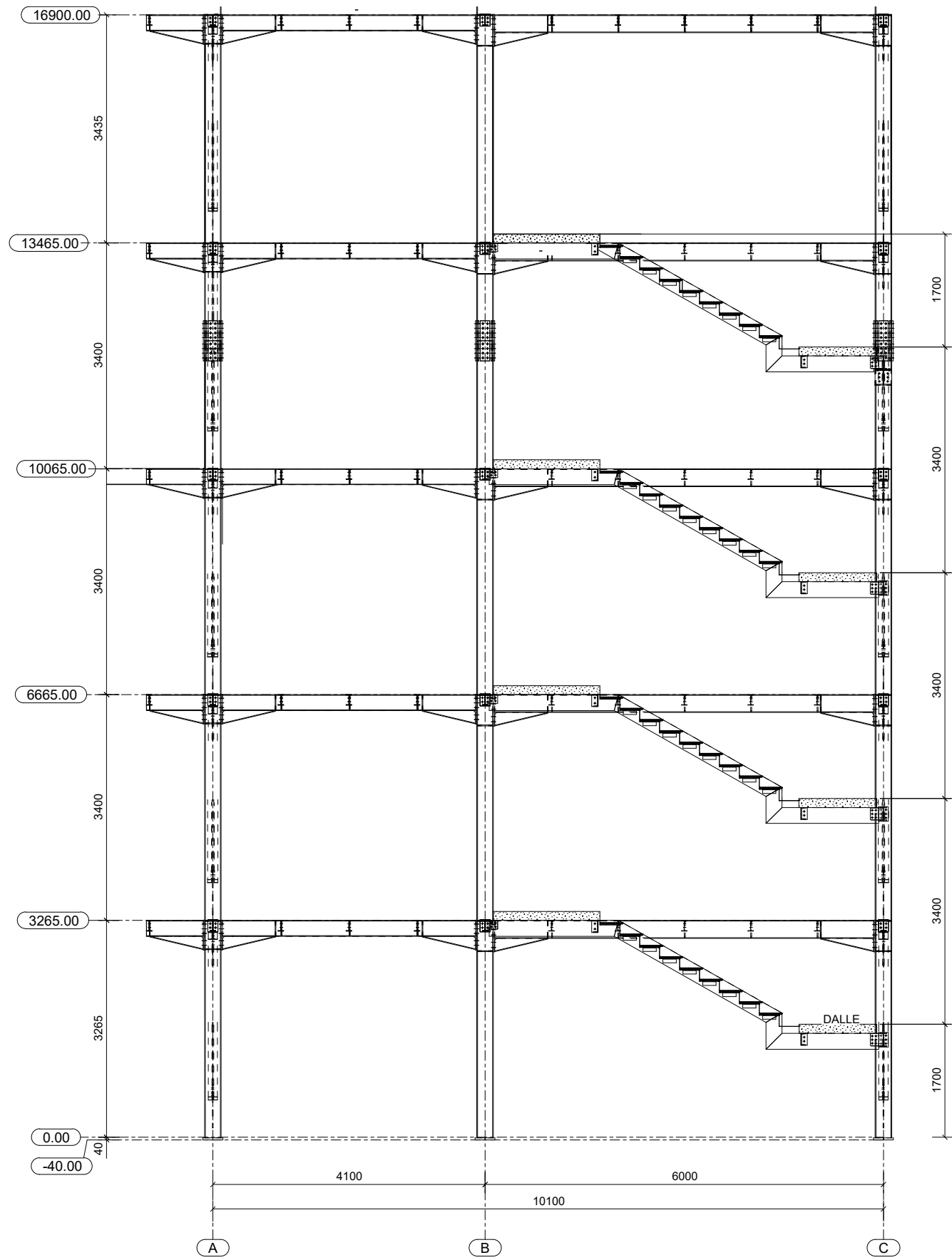
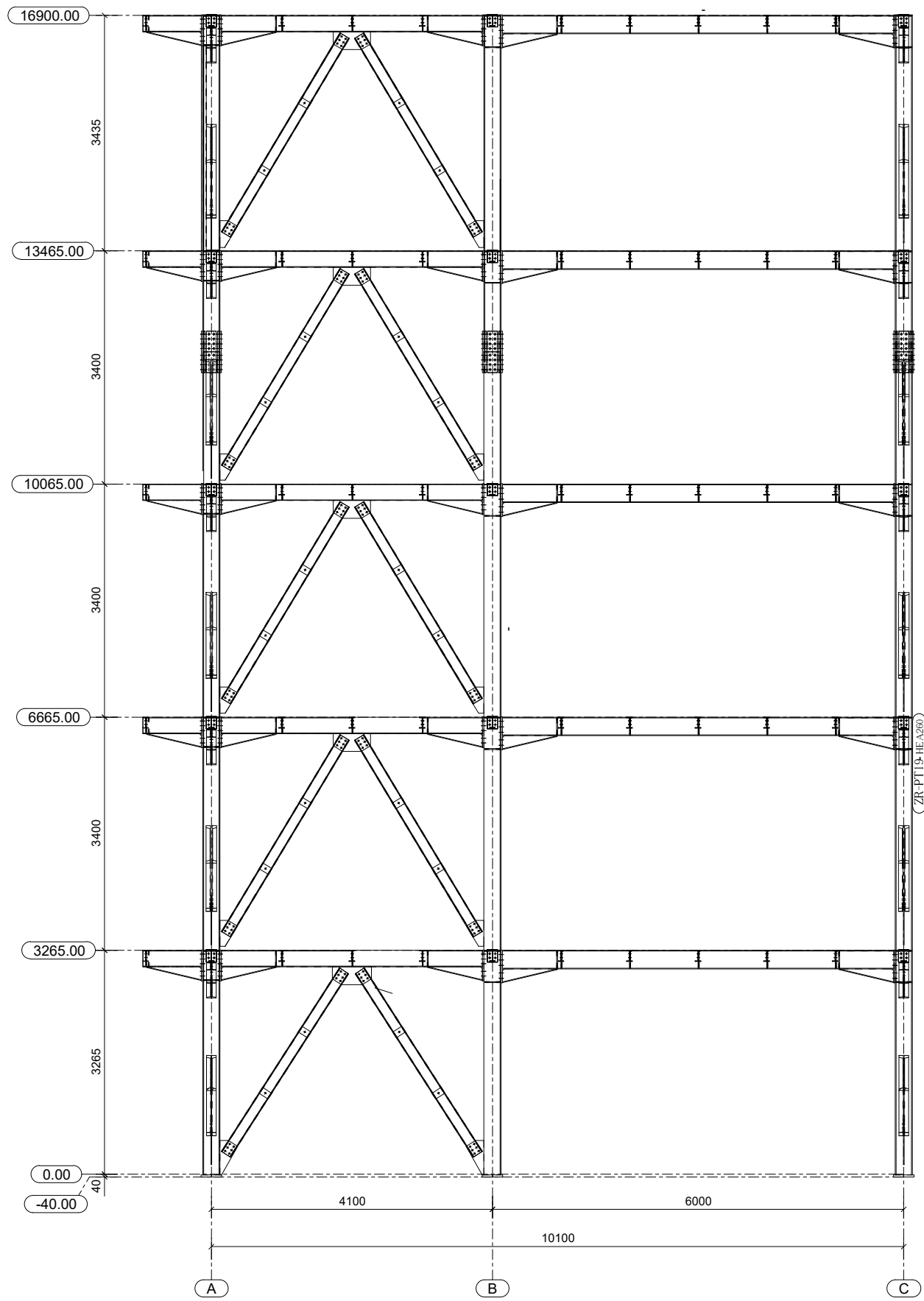


AXE1  
Ech. 1:50



AXE3  
Ech. 1:50

AXE4  
Ech. 1:50



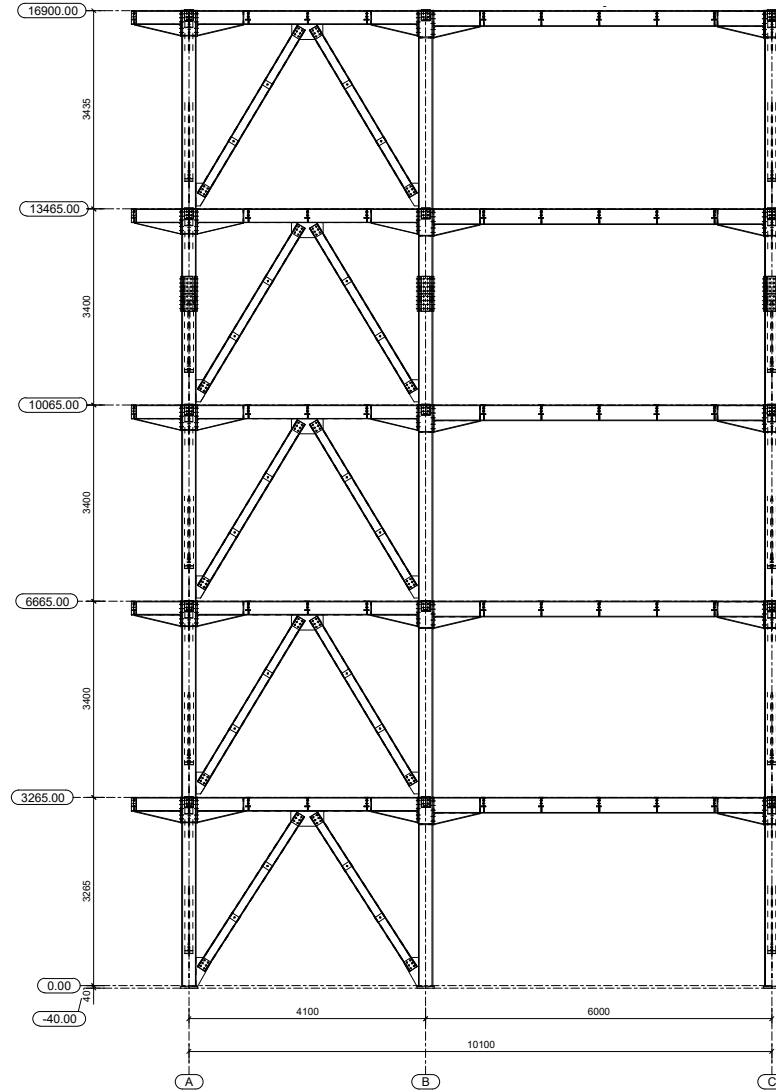
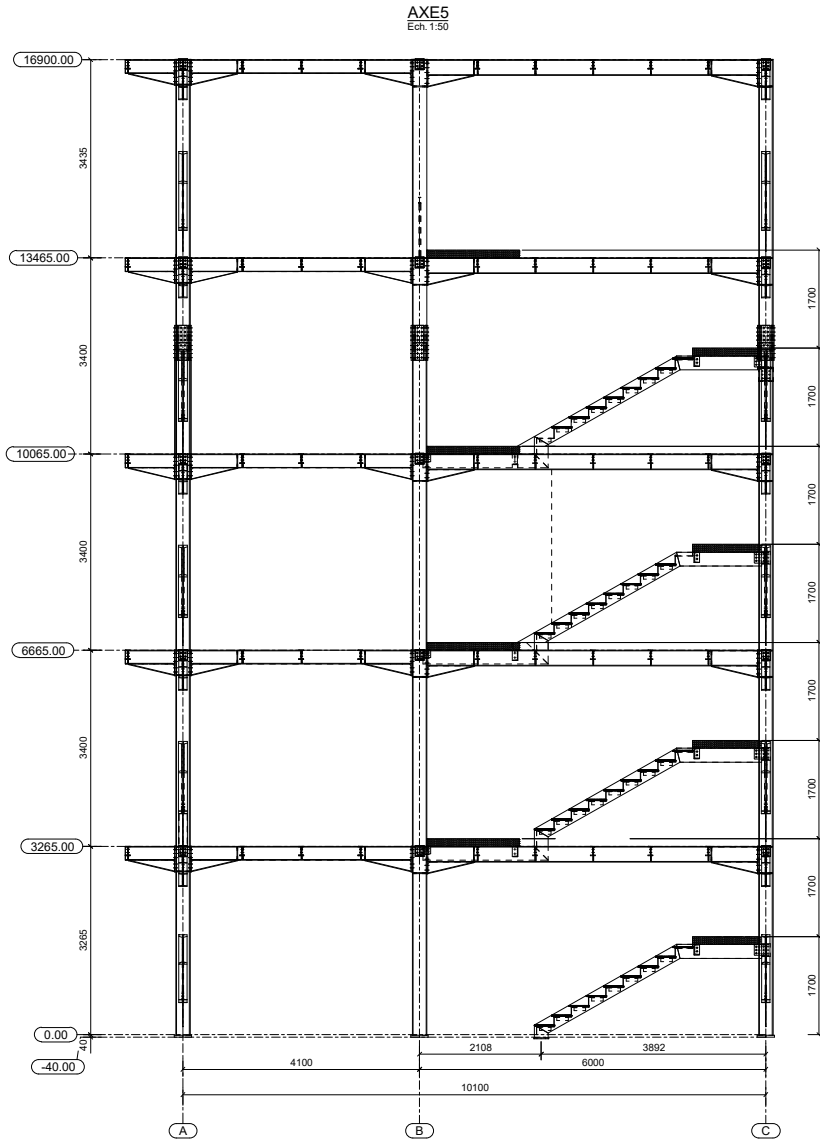
*PLAN ELEVATION AXE-1.2.3.4*

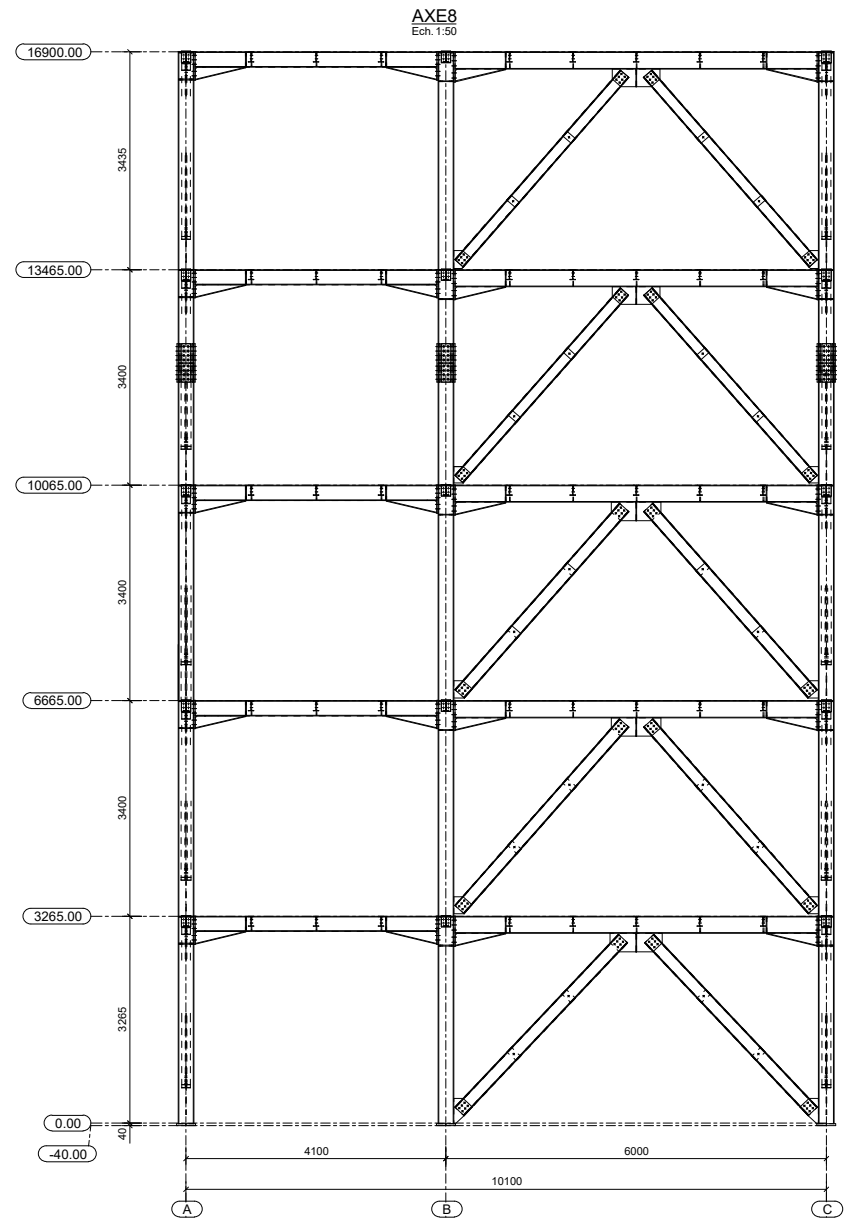
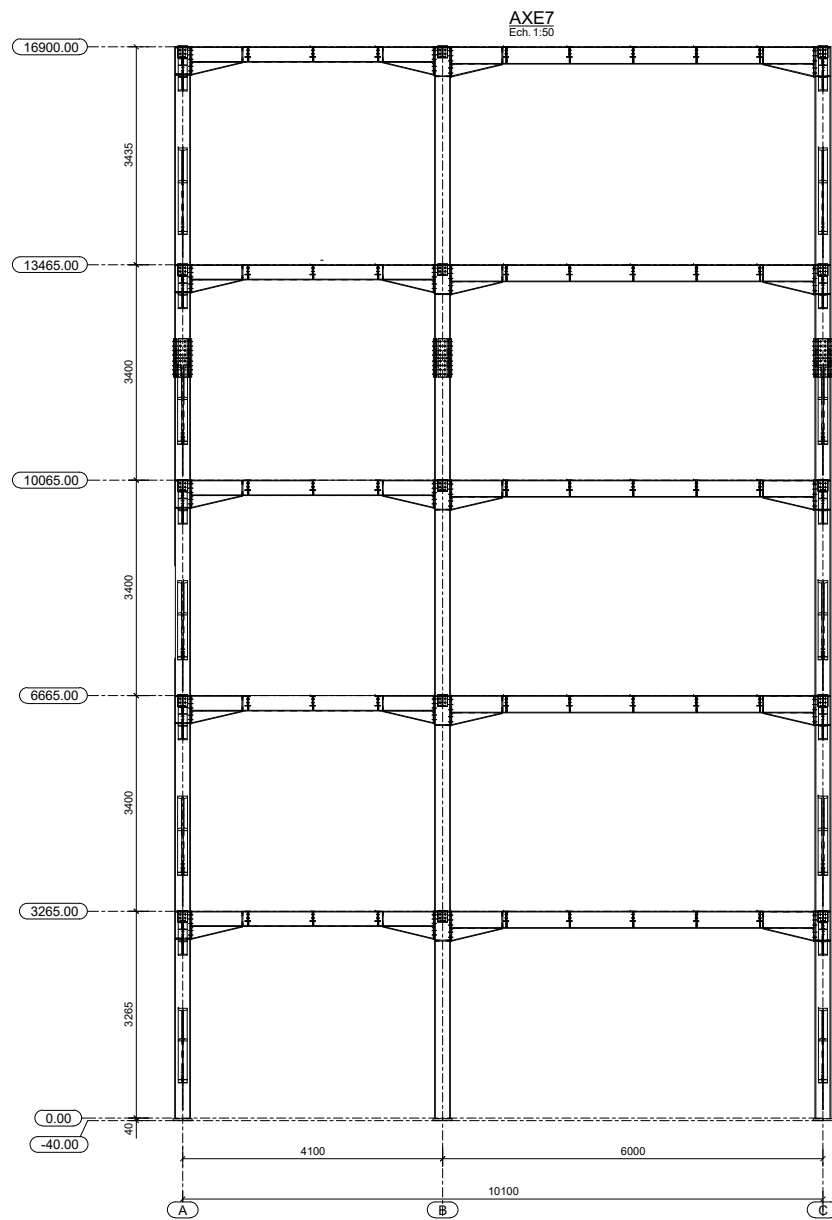
Ech. 1:50

**PLAN ELEVATION AXE-5.6.7.8**

Ech. 1:50

AXE6  
Ech. 1:50

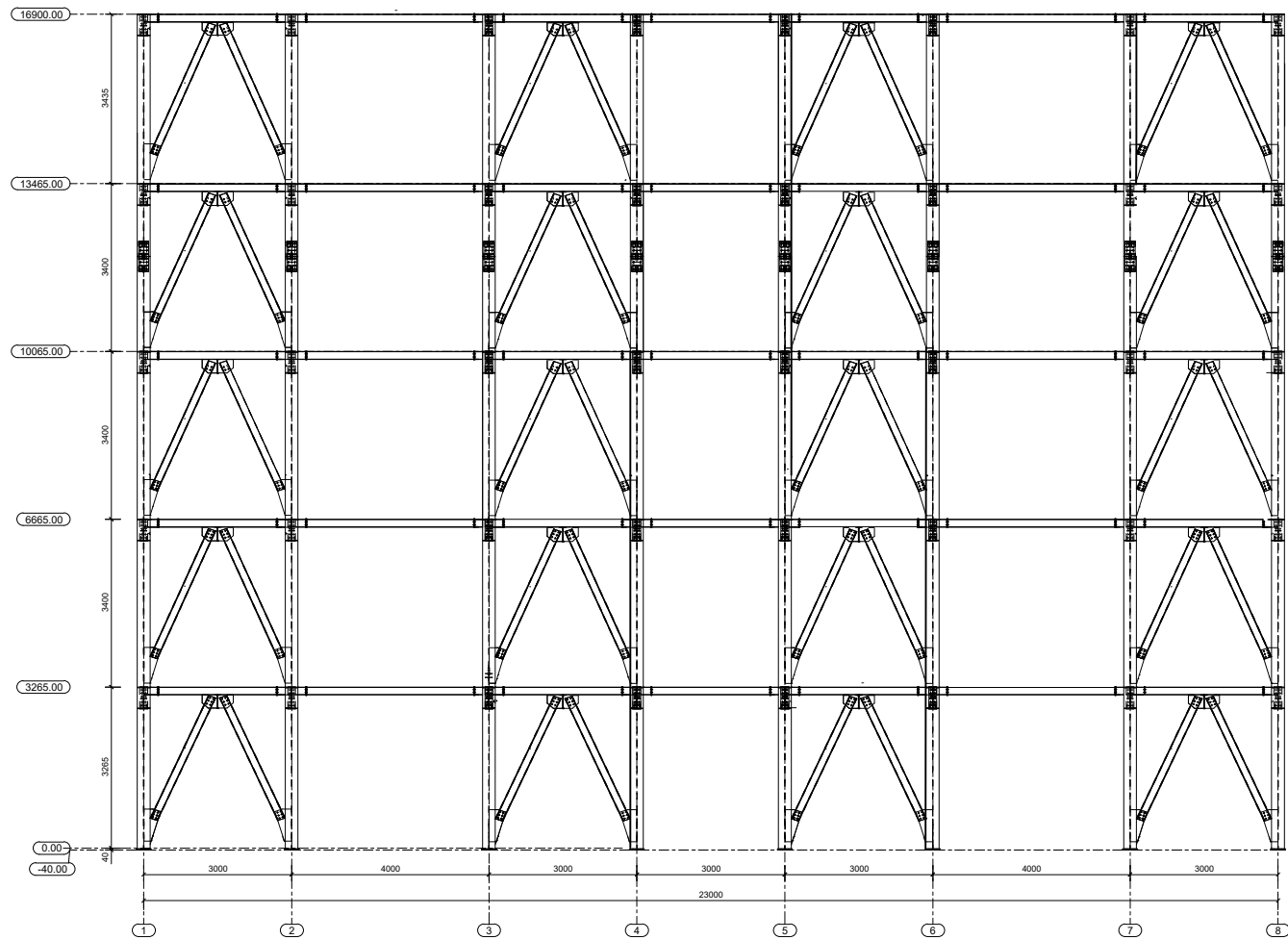




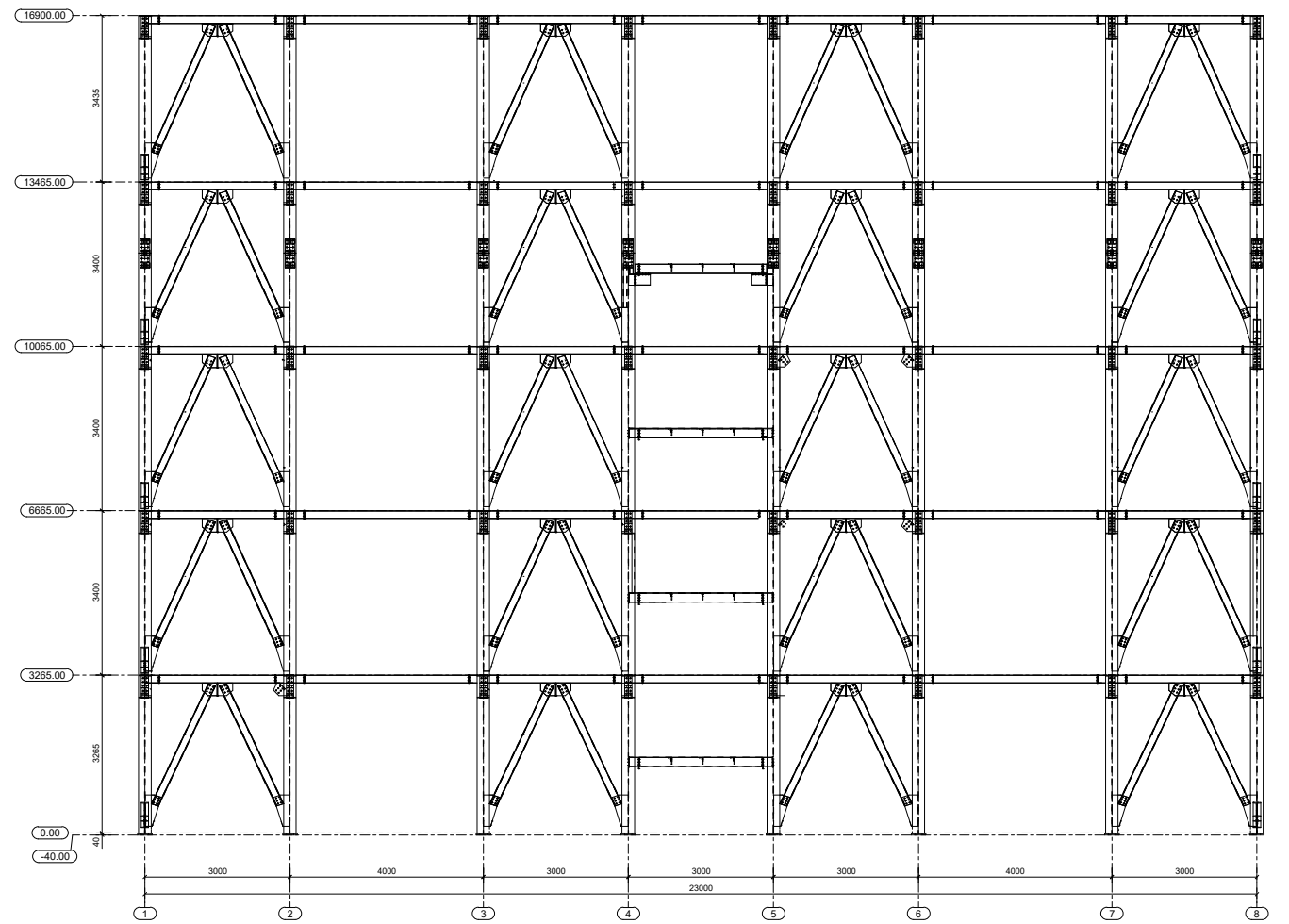
**PLAN ELEVATION AXE-5.6.7.8**  
Ech. 1:50

*PLAN ELEVATION FILE-A.C*  
Ech. 1:50

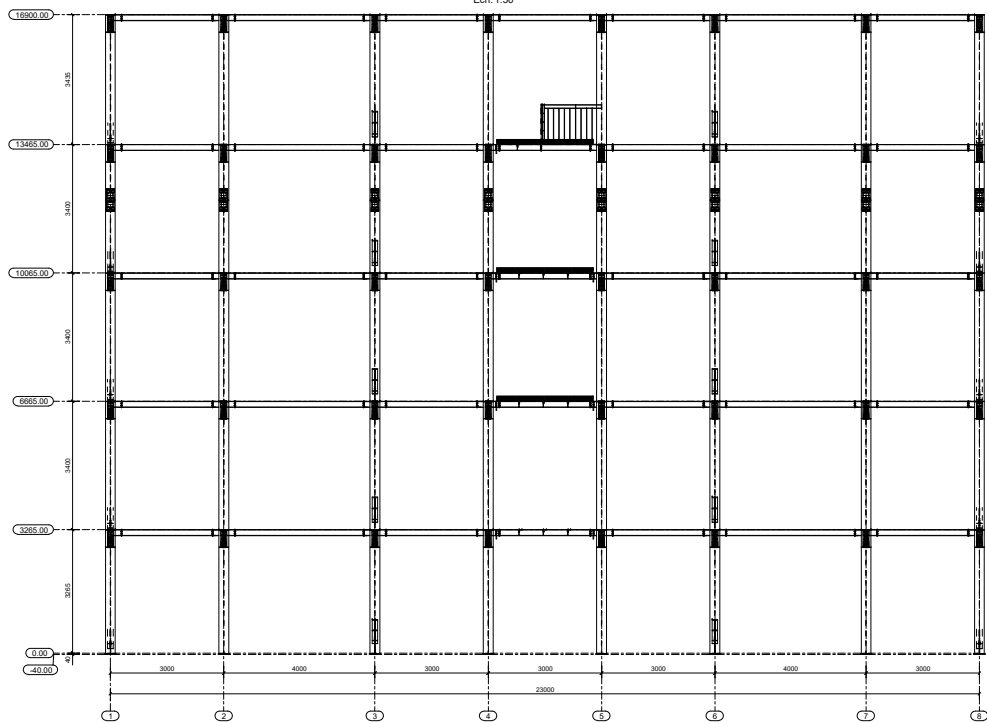
FILEA  
Ech. 1:50



FILEC  
Ech. 1:50



FILEB  
Ech. 1:50

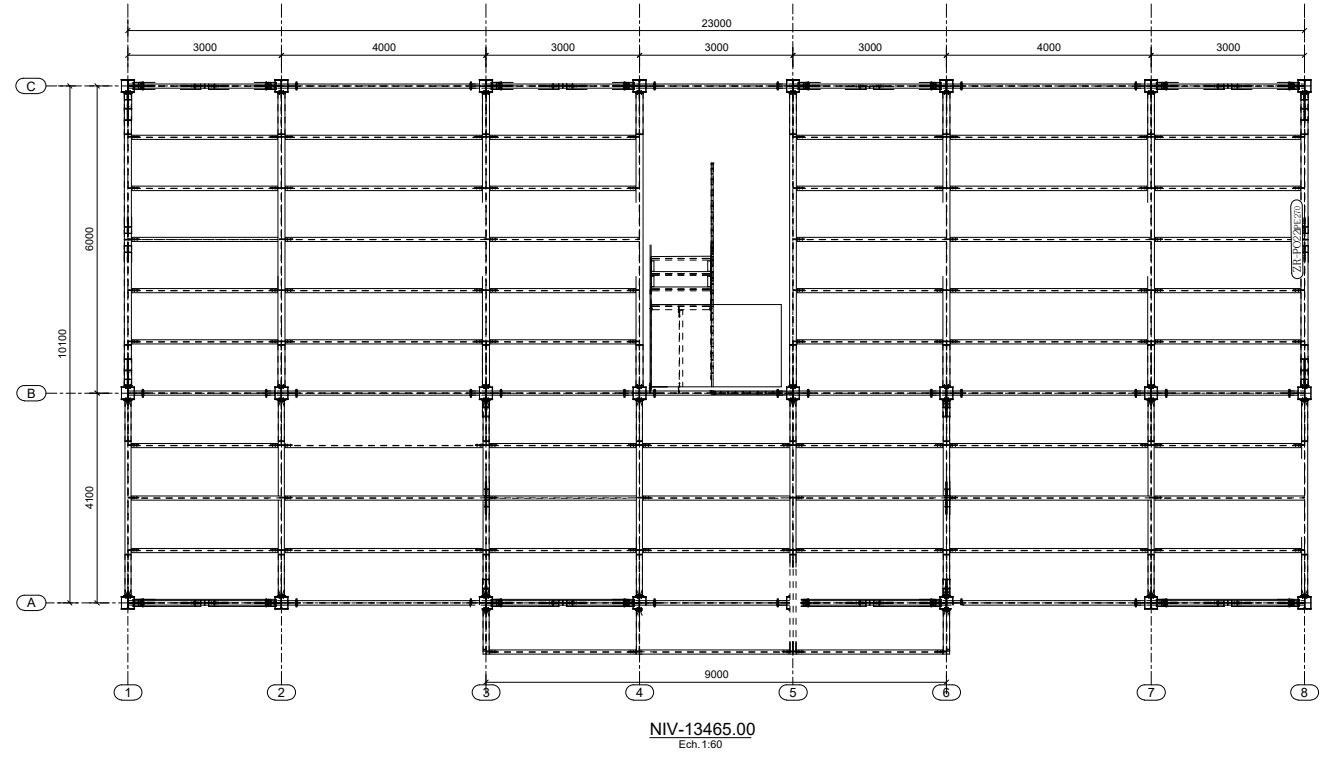
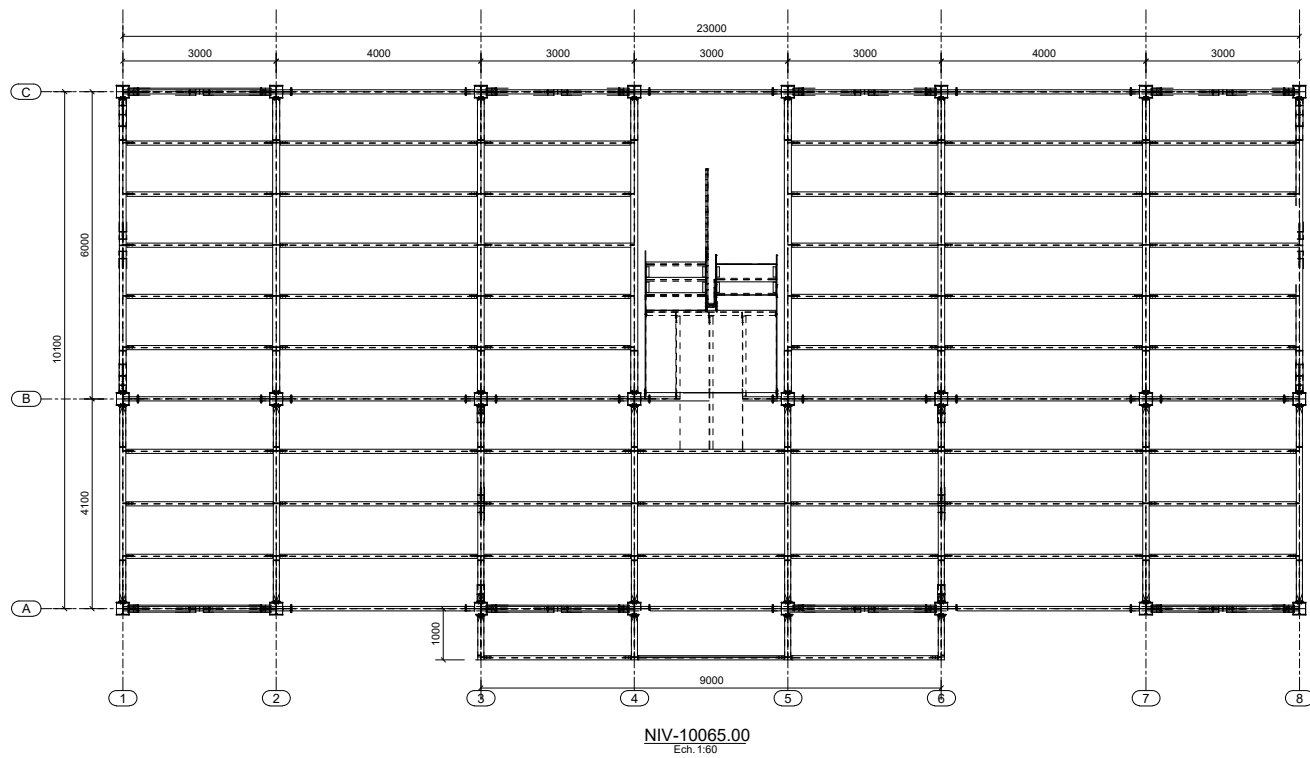


*PLAN ELEVATION FILE-B*

Ech. 1:50

VUE EN PLAN NIV:10065.13465

Ech. 1:50



VUE EN PLAN NIV:16900

Ech. 1:50

