

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جانشون

ÉCOLE Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



# Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

# Thème

Étude d'un Hangar en Charpente Métallique équipé d'un Pont  
Roulant de capacité de levage de 10 Tonnes

Présenté par :

ABDELOUAHAB Serine  
MAHMOUCHE Lyna-Nour

Encadré par :

Mme.TEFRAT.N  
Mme.OUMOUSSA.M

Promotion 2023/2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## *Remerciement*

*Nous exprimons notre profonde gratitude tout d'abord Dieu, le Tout-Puissant, pour la force et le courage qu'Il nous a accordés pour mener à bien ce travail. Sa guidance et son soutien constants ont été inestimables, nous permettant de surmonter les défis rencontrés tout au long de ce parcours.*

*Nous tenons également à exprimer notre sincère gratitude à notre encadrante, Mme TEFRAT.N, Sans son aide inestimable, ce travail n'aurait pas pu aboutir. Travailler avec elle a été une véritable opportunité. Au-delà de son soutien scientifique, elle a toujours été présente pour nous offrir des conseils avisés et un soutien précieux, tant pour le développement de ce mémoire que pour d'autres aspects académiques. Sa disponibilité et son engagement ont grandement enrichi notre parcours. Nous adressons également nos remerciements à notre co-encadrante, Mme OUMOUSSA ; pour son enseignement et son soutien indéfectible. Sa gentillesse, sa patience et ses encouragements constants Son expertise et ses commentaires constructifs ont grandement enrichi notre travail, le rendant plus solide et plus cohérent.*

*Nous exprimons notre gratitude envers les ingénieures et les dessinateurs projecteur de l'entreprise "BATIMETAL" pour leur accueil chaleureux et leur aide précieuse dans l'acquisition d'une expérience à la fois théorique et pratique.*

*Nous tenons à remercier tout particulièrement Monsieur KHERROUBI.H, Monsieur DERRAOUI.O, Monsieur CHACHOUA.H, Monsieur KHERABET.M, Monsieur MEGHNODJE.A et Monsieur HEBIB.S pour leur disponibilité malgré leurs nombreuses occupations leur gentillesse. Leurs conseils avisés ont grandement enrichi notre réflexion et nous ont permis de mener à bien ce travail avec succès.*

*Un immense merci à tous les enseignants de l'École Supérieure des Travaux Publics pour leurs enseignements et leurs conseils précieux, qui ont contribué à façonner mon parcours académique.*

*Par le biais de cette humble expression, nous tenons à exprimer notre sincère gratitude envers nos parents, nos frères et sœurs ainsi que nos amis et toutes les personnes qui nous ont accompagnés et soutenus, que ce soit de près ou de loin, tout au long de nos années de travail. Nous souhaitons rendre hommage à leur soutien et à leur accompagnement inestimable.*

*Avec toute notre gratitude et notre reconnaissance,*

## **Résumé**

Ce projet de fin d'étude porte sur la conception et l'étude d'un hangar en charpente métallique destiné à aménager un atelier mécanique. L'ouvrage comprend une mezzanine et d'un pont roulant bipoutre d'une capacité de levage de 10 tonnes. Situé dans la wilaya d'Alger à Oued Samar, ce hangar doit répondre aux contraintes de la zone de vent 1, de la zone neige B, ainsi qu'à une sismicité correspondant à la zone sismique 3. Nous avons pré dimensionné les éléments secondaires, notamment le contreventement, en nous basant sur les charges de vent ainsi que sur les efforts sismiques pour la palée de stabilité.

Pour mener à bien cette étude, nous avons principalement utilisé les logiciels suivants :

- ROBOT Structural Analysis : pour l'étude et les vérifications
- RDM6 : pour le dimensionnement de l'escalier.
- Tekla Structures : pour la modélisation et la conception détaillée des éléments.

L'utilisation combinée de ces outils nous a permis de concevoir un hangar répondant aux exigences de sécurité et de performance, tout en optimisant les ressources matérielles et structurelles.

## **Mots clés**

- charpente métallique.
- pont roulants.
- poutre de roulement
- mezzanine.
- action du vent.
- effort sismique.

## **Abstract**

This final year project focuses on the design and study of a steel-frame hangar intended to house a mechanical workshop. The structure includes a mezzanine and a double-girder overhead crane with a lifting capacity of 10 tonnes. Located in the wilaya of Algiers, in Oued Smar, this hangar must meet the constraints of wind zone 1, snow zone B, as well as seismicity corresponding to seismic zone 3. We have pre-dimensioned the secondary elements, and the bracing, based on wind loads as well as seismic forces for stability panels.

To successfully conduct this study, we primarily used the following software:

- ROBOT Structural Analysis: for analysis and verification.
- RDM6: for the dimensioning of the staircase.
- Tekla Structures: for the detailed modeling and design of the elements.

The combined use of these tools allowed us to design a hangar that meets the requirements of safety and performance while optimizing material and structural resources.

## **KeyWords**

- Steel Frame
- Overhead crane.
- crane runway beam.
- Mezzanine.
- Wind load.
- Seismic force.
- bracing.
- stability panels.

# Table des matières

|                                                                      |           |
|----------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>Chapitre I Présentation du projet .....</b>                       | <b>1</b>  |
| I.1. Présentation du projet .....                                    | 1         |
| I.1.1. Lieu d'implantation .....                                     | 1         |
| I.1.2. Classification du site .....                                  | 1         |
| I.1.3. Dimension de la structure .....                               | 1         |
| I.1.4. Le plancher .....                                             | 2         |
| I.1.5. Les ponts roulants .....                                      | 2         |
| I.1.6. Règlements utilisés .....                                     | 2         |
| I.1.7. Logiciels utilisés .....                                      | 2         |
| I.2. Eléments structuraux .....                                      | 2         |
| I.2.1 Eléments principaux de la structure .....                      | 2         |
| I.2.2. Les éléments secondaires .....                                | 3         |
| I.3. Caractéristiques des matériaux .....                            | 3         |
| I.3.1. Aciers de construction pour les éléments de structure .....   | 3         |
| I.3.2 Béton .....                                                    | 4         |
| I.4. Assemblages .....                                               | 4         |
| I.5. Présentation schématique .....                                  | 4         |
| <b>Chapitre II Étude climatique .....</b>                            | <b>8</b>  |
| II.1. Introduction .....                                             | 8         |
| II.2. Dimensions de l'ouvrage .....                                  | 8         |
| II.3. Les données relatives au site .....                            | 8         |
| II.4. Étude du vent .....                                            | 9         |
| II.4.1. Calcul de coefficient de pointe $q_p$ .....                  | 9         |
| II.4.2. Calcul des coefficients de pression extérieur $C_{pe}$ ..... | 12        |
| II.5. Étude de l'action de la neige .....                            | 17        |
| II.5.1. Calcul des charges de neige .....                            | 17        |
| II.6. Conclusion .....                                               | 17        |
| <b>Chapitre III Vérification des éléments secondaires .....</b>      | <b>26</b> |
| III.1. Introduction .....                                            | 26        |
| III.2. Vérification des Pannes .....                                 | 26        |
| III.2.1. Définition des pannes .....                                 | 26        |

|                                                                                    |           |
|------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| III.2.2.Methodologie de calcul .....                                               | 27        |
| III.2.3.Pré-dimensionnement des pannes .....                                       | 27        |
| III.3.Vérification des Lisses.....                                                 | 35        |
| III.3.1.Définition des Lisses .....                                                | 35        |
| III.3.2.Methodologie de calcul .....                                               | 35        |
| III.3.3.Pré dimensionnement des lisses .....                                       | 35        |
| III.4. vérification des Potelets.....                                              | 43        |
| III.4.1.Pré dimensionnement des potelets .....                                     | 43        |
| III.4.2.1.Les cas de charges qui sollicitent les potelets .....                    | 43        |
| III.4.2.2.Combinaisons des charges .....                                           | 44        |
| III.4.2.3.Vérification à L'ELS .....                                               | 45        |
| III.4.2.4.Vérification à L'ELU.....                                                | 45        |
| III.5. Conclusion .....                                                            | 49        |
| <b>Chapitre IV Étude de plancher.....</b>                                          | <b>50</b> |
| IV.1. Introduction.....                                                            | 50        |
| IV.2. Définition .....                                                             | 50        |
| IV.3. Disposition des solives.....                                                 | 51        |
| IV.4. Caractéristiques des éléments constructifs.....                              | 51        |
| IV.5. Vérification au stade de montage.....                                        | 52        |
| IV.5.1. Dimensionnement de la solive.....                                          | 52        |
| IV.5.2. Évaluation des charges du plancher.....                                    | 53        |
| IV.6. Vérification au stade final :( Après durcissement du béton) .....            | 55        |
| IV.6.1. Évaluation des charges .....                                               | 55        |
| IV.6.2. Combinaisons des charges.....                                              | 56        |
| IV.6.3. Calcul de la largeur efficace du béton .....                               | 56        |
| IV.6.4. La position de l'axe neutre .....                                          | 57        |
| IV.6.5. Inertie de l'ensemble poutre-dalle .....                                   | 58        |
| IV.7. Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) .....                      | 58        |
| IV.8. Vérification de la flèche.....                                               | 59        |
| IV.9. Calcul et dimensionnement des connecteurs .....                              | 59        |
| IV.9.1. Le nombre de connecteurs.....                                              | 59        |
| IV.9.2. Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal $V_l$ .....                | 60        |
| IV.9.3. La résistance de calcul au cisaillement $P_{Rd}$ .....                     | 60        |
| IV.10. L'espacement des goudjons .....                                             | 61        |
| IV.11. Présentation de la modélisation du plancher avec le logiciel Tekla .....    | 62        |
| IV.12. Conclusion.....                                                             | 62        |
| <b>Chapitre V Étude de chemin de roulement.....</b>                                | <b>63</b> |
| V.1.Introduction .....                                                             | 63        |
| V.2.Types des ponts roulants.....                                                  | 63        |
| V.3.Caractéristiques du pont roulant .....                                         | 65        |
| V.4. Action induite par les appareils de levage sur les poutres de roulement ..... | 66        |

|                                                                                                      |            |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| V.4.1. Détermination des coefficients d'amplification dynamique .....                                | 67         |
| V.4.2 Détermination de poids propre du pont roulant et poids propre du chariot .....                 | 68         |
| V.5. Détermination des charges verticales .....                                                      | 70         |
| V.5.1. Détermination des charges verticales à vide (sans charge nominale) par galet .....            | 71         |
| V.5.2 Détermination des charges verticales en charge (avec charge nominale) par galet.....           | 73         |
| V.6.Détermination des charges horizontales .....                                                     | 76         |
| V.6.1. Charges horizontales induites par les accélérations et décélérations du pont roulant .....    | 76         |
| V.6.2. Charges horizontales causées par la marche en crabe du pont roulant .....                     | 79         |
| V.6.3. Forces Horizontales causées par les accélérations et les décélérations du chariot HT, 3 ..... | 83         |
| V.7.Charges de fatigue .....                                                                         | 84         |
| V.8.Tableau Récapitulatif des Résultats.....                                                         | 85         |
| V.9.Prédimensionnement de la poutre de roulement.....                                                | 86         |
| V.9.1. Flèche verticale .....                                                                        | 86         |
| V.9.2. Flèche horizontale.....                                                                       | 88         |
| V.10.Évaluation des charges .....                                                                    | 91         |
| V.11.Vérifications à l'ELU .....                                                                     | 93         |
| V.11.1. Critère de vérification de la résistance en section.....                                     | 94         |
| V.11.2. Vérification de la résistance à l'effort tranchant.....                                      | 95         |
| V.11.3. Vérification au déversement .....                                                            | 95         |
| V.11.4. Vérification de la résistance à l'écrasement .....                                           | 97         |
| V.11.5. Vérification de la résistance à l'enfoncement local .....                                    | 97         |
| V.11.6. Présentation de la modélisation de la poutre de roulement sur le Tekla structures .....      | 99         |
| V.12. Conclusion .....                                                                               | 100        |
| <b>Chapitre VI Étude de l'escalier .....</b>                                                         | <b>101</b> |
| VI.1. Introduction .....                                                                             | 101        |
| VI.2. Dimensionnement.....                                                                           | 102        |
| VI.3.Dimensionnement des supports des marches .....                                                  | 103        |
| VI.3.1.Déterminations des sollicitations.....                                                        | 103        |
| VI.3.2.Pré dimensionnement des cornières de supports .....                                           | 104        |
| VI.3.3.Vérification de la flèche à l'ELS .....                                                       | 104        |

|                                                            |     |
|------------------------------------------------------------|-----|
| VI.3.4. Vérification de la résistance à l'ELU .....        | 105 |
| VI.3.5. Vérification à l'effort tranchant.....             | 105 |
| VI.4. Dimensionnement du limon .....                       | 106 |
| VI.4.1. Détermination de la section du limon.....          | 106 |
| VI.4.2. Évaluation des charges .....                       | 106 |
| VI.4.3. Combinaison des charges .....                      | 108 |
| VI.4.4. Vérification de la flèche à l'ELS .....            | 108 |
| VI.4.5. Vérification de la résistance à l'ELU .....        | 108 |
| VI.4.6. Vérification de l'effort axial de compression..... | 109 |
| VI.4.7. Vérification de l'effort tranchant.....            | 110 |
| VI.5. Étude de la poutre palière.....                      | 111 |
| VI.5.1. Évaluation de charges.....                         | 112 |
| VI.5.2. Combinaison des charges .....                      | 113 |
| VI.5.3. Vérification de la flèche .....                    | 114 |
| VI.5.4. Vérification à la résistance .....                 | 114 |
| VI.5.5. Vérification à l'effort tranchant.....             | 115 |
| VI.6. Conclusion                                           | 115 |

## **CHAP VII Étude sismique .....115**

|                                                                                   |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------|-----|
| VII.1. Introduction .....                                                         | 115 |
| VII.2. Choix de la méthode .....                                                  | 115 |
| VII.3. Classification de l'ouvrage.....                                           | 115 |
| VII.4. Méthode statique équivalente.....                                          | 116 |
| VII.4.1. Principe de la méthode.....                                              | 116 |
| VII.4.2. Calcul de la force sismique totale .....                                 | 116 |
| VII.5. Méthode modale spectrale .....                                             | 121 |
| VII.5.1. Principe de la méthode.....                                              | 121 |
| VII.5.2. Spectre de Réponse de calcul .....                                       | 121 |
| VII.5.3. Nombre de modes à considérer.....                                        | 122 |
| VII.5.4. Calcul de la force sismique à la base de la structure $V_t$ .....        | 123 |
| VII.5.5. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur..... | 123 |
| VII.6. Comparaison des résultats obtenu par les deux méthodes .....               | 124 |
| VII.7. Vérification des déplacements relatifs .....                               | 125 |
| VII.8. Conclusion .....                                                           | 126 |

## **Chapitre VIII Etude de contreventement et stabilité .....127**

|                                                                        |     |
|------------------------------------------------------------------------|-----|
| VIII.1. Introduction .....                                             | 127 |
| VIII.2. Étude de Contreventement de la toiture « poutre au vent »..... | 129 |
| VIII.2.1 Évaluation des efforts horizontaux .....                      | 129 |
| VIII.2.2 Effort de traction dans les diagonales .....                  | 129 |

|                                                                                                  |            |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| VIII.2.3. Dimensionnement des diagonales.....                                                    | 132        |
| VIII.2.4. Vérification de la résistance à la traction :.....                                     | 132        |
| VIII.3. Étude de palée de stabilité les diagonales.....                                          | 134        |
| VIII.3.1. Les forces agissant sur la palée de stabilité .....                                    | 134        |
| VIII.3.2. Calcul des angles des diagonales .....                                                 | 134        |
| VIII.3.3. Longueur des diagonales.....                                                           | 135        |
| VIII.3.4. Evaluation des charges.....                                                            | 135        |
| VIII.3.5. Dimensionnement des diagonales.....                                                    | 136        |
| VIII.3.6. Vérification de la résistance à la traction :.....                                     | 136        |
| VIII.4. Étude de palée de stabilité les sablières.....                                           | 138        |
| VIII.4.1. Evaluation des charges.....                                                            | 138        |
| VIII.4.2. Dimensionnement de la sablière .....                                                   | 139        |
| VIII.4.3. Vérification du profilée.....                                                          | 139        |
| VIII.5. Conclusion .....                                                                         | 142        |
| <b>Chapitre IX Étude des assemblages .....</b>                                                   | <b>143</b> |
| IX.1. Introduction .....                                                                         | 143        |
| IX.2. Rôle d'un assemblage .....                                                                 | 143        |
| IX.3. Fonctionnement des assemblages .....                                                       | 144        |
| IX.4. Précaution constructive .....                                                              | 144        |
| IX.5. Assemblage diagonale du palée de stabilité avec poteau HEA450 .....                        | 144        |
| IX.5.1. Disposition des boulons.....                                                             | 145        |
| IX.5.2. Vérification de l'assemblage au cisaillement .....                                       | 146        |
| IX.5.3. Résistance à la pression diamétrale .....                                                | 147        |
| IX.5.4. Vérification de gousset à la traction .....                                              | 147        |
| IX.6. Assemblage attache solive-poutre maîtresse.....                                            | 148        |
| IX.6.1. Dispositions des boulons .....                                                           | 148        |
| IX.6.2. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement ..... | 149        |
| IX.6.3. Résistance à la pression diamétrale .....                                                | 150        |
| IX.6.4. Vérification de la cornière à la traction .....                                          | 151        |
| IX.7. Assemblage pannes – traverse.....                                                          | 152        |
| IX.7.1. Dimensionnement de l'échantignolle .....                                                 | 152        |
| IX.7.2. Calcul du moment de renversement .....                                                   | 152        |
| IX.7.3. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle.....                                            | 153        |

|                                                                                                               |            |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| IX.7.4. Vérification des boulons.....                                                                         | 153        |
| IX.8. Assemblage Poteau HEA450 - Corbeau.....                                                                 | 154        |
| IX.9. Assemblage Poteau HEA450 – Traverse IPE500.....                                                         | 162        |
| IX.10. Assemblage Traverse-Traverse (Faitage).....                                                            | 175        |
| IX.11. Assemblage Poteau plancher-Poutre maitresse .....                                                      | 186        |
| IX.12. Assemblage raccordement de la traverse à l'aide d'un éclissage .....                                   | 200        |
| IX.13. Conclusion.....                                                                                        | 213        |
| <b>Chapitre X Etude d'Ancrages.....</b>                                                                       | <b>214</b> |
| X.1. Introduction .....                                                                                       | 214        |
| X.2. L'implantation des poteaux .....                                                                         | 217        |
| X.3. Calcul d'ancrage du pied de poteau encastré .....                                                        | 217        |
| X.3.1. Poteaux principaux de l'hangar HEA450.....                                                             | 218        |
| X.3.2. Poteaux principaux du plancher HEA240 .....                                                            | 233        |
| X.4. Calcul d'ancrage du pied de poteau articulé .....                                                        | 242        |
| X.4.1. Potelet IPE360 .....                                                                                   | 242        |
| X.5. Conclusion.....                                                                                          | 248        |
| <b>Chapitre XI : Fondations.....</b>                                                                          | <b>249</b> |
| XI.1. Introduction.....                                                                                       | 249        |
| XI.2. Choix du type de fondation .....                                                                        | 250        |
| XI.3. Étude du sol.....                                                                                       | 250        |
| XI.4. Les Fondations superficielles.....                                                                      | 251        |
| XI.5.1. Implantation des nœuds .....                                                                          | 252        |
| XI.5.2. Les efforts sollicitant maximal et minimal au niveau des différents pieds de poteau de l'hangar ..... | 252        |
| XI.5.2.1. Poteau sous palée de stabilité.....                                                                 | 252        |
| XI.5.2.2. Poteau hangar HEA450.....                                                                           | 254        |
| XI.5.2.3. Poteau plancher .....                                                                               | 255        |
| XI.5.2.4. Potelet .....                                                                                       | 256        |
| XI.5.3. Conclusion de l'étude géotechnique du sol .....                                                       | 258        |
| XI.5.4. Dimensionnement des semelles .....                                                                    | 258        |
| XI.5.4.1. Semelle sous Poteau de palée de stabilité .....                                                     | 258        |
| XI.5.4.2. Semelle sous Poteau d'Hangar.....                                                                   | 259        |
| XI.5.4.3. Semelle sous Poteau Plancher.....                                                                   | 260        |
| XI.5.4.4. Semelle sous Poteau Potelet.....                                                                    | 261        |
| XI.5.5. Ferrailage des semelles .....                                                                         | 262        |
| XII.5.5.1. Semelle poteau sous palée de stabilité.....                                                        | 262        |
| XI.5.5.2. Semelle poteau d'hangar.....                                                                        | 267        |
| XI.5.5.3. Semelle sous Poteau Plancher.....                                                                   | 270        |
| XI.5.5.4. Semelle potelet.....                                                                                | 274        |
| XI.6. Conclusion.....                                                                                         | 277        |

|                                  |     |
|----------------------------------|-----|
| Conclusion générale.....         | 278 |
| Annexe A.....                    | 279 |
| Annexe B.....                    | 281 |
| Annexe C.....                    | 283 |
| Annexe D.....                    | 286 |
| Annexe E.....                    | 290 |
| Annexe F.....                    | 292 |
| Annexe G.....                    | 295 |
| Références Bibliographiques..... | 301 |

# Table des figures

|                                                                                                                                       |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure I.1 vue sur pignon en avant.....                                                                                               | 5   |
| Figure I.2 vue sur pignon en arrière.....                                                                                             | 5   |
| Figure I.3 vue sur longpan adroite .....                                                                                              | 6   |
| Figure I.4 vue sur longpan a gauche .....                                                                                             | 6   |
| Figure I.5 vue sur plancher et pont roulant .....                                                                                     | 7   |
| Figure I.6 vue sur toiture.....                                                                                                       | 7   |
| Figure II.1 Légende pour les parois verticales.....                                                                                   | 14  |
| Figure II.2 Représentation des Cpe.....                                                                                               | 15  |
| Figure II.3 Légende pour les toitures plates.....                                                                                     | 15  |
| Figure II.4 Légende pour les parois verticales.....                                                                                   | 17  |
| Figure II.5 Représentation des Cpe pour chaque zone.....                                                                              | 18  |
| Figure II.6 Légende pour la toiture .....                                                                                             | 19  |
| Figure II.7 Représentation des 3 cas de disposition des charges de la neige .....                                                     | 23  |
| Figure II.8 Représentation du premier cas .....                                                                                       | 24  |
| Figure II.9 Représentation du deuxième cas de distribution de la charge N.....                                                        | 25  |
| Figure II.10 Représentation du troisième cas.....                                                                                     | 25  |
| Figure III.1 Schéma montrant la disposition des pannes dans un Hangar .....                                                           | 27  |
| Figure III.2 Schéma explicatif de la projection de la charge Q selon les deux axes .....                                              | 28  |
| Figure III.3 Représentation de la disposition des lisses au niveau d'un hangar.....                                                   | 35  |
| Figure III.4 Représentation des sollicitations sur les lisses.....                                                                    | 37  |
| Figure III.5 Représentation des potelets au niveau d'un hangar en charpente métallique.....                                           | 43  |
| Figure IV.1 Les éléments du plancher collaborant .....                                                                                | 51  |
| Figure IV.2 Représentation de la disposition des solives sur le logiciel Robot Structural Analysis .....                              | 52  |
| Figure IV.3 Représentation de la section mixte .....                                                                                  | 57  |
| Figure IV.4 Diagramme des contraintes de flexion simple.....                                                                          | 60  |
| Figure IV.5 Récapitulatif des contraintes calculées .....                                                                             | 63  |
| Figure IV.6 présentation du plancher avec le logiciel Tekla.....                                                                      | 66  |
| Figure V.1 pont roulant mono-poutre .....                                                                                             | 66  |
| Figure V.2 pont roulant bipoutre.....                                                                                                 | 66  |
| Figure V.3 pont roulant suspendu .....                                                                                                | 67  |
| Figure V.4 Dimensions du pont roulant.....                                                                                            | 68  |
| Figure V.5 données relatives au chariot.....                                                                                          | 68  |
| Figure V.6 Fiche Technique du pont roulant ZLK .....                                                                                  | 68  |
| Figure V.7 Données relatives au chariot.....                                                                                          | 69  |
| Figure V.8 Disposition des charges engendrées par le pont roulant .....                                                               | 71  |
| Figure V.9 Disposition de charge de l'appareil de levage en charge pour obtenir un chargement maximal sur la poutre de roulement..... | 71  |
| Figure V.10 Disposition de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement.....   | 71  |
| Figure V.11 Représentation des Charges Horizontales induites par les accélérations et décélérations du pont roulant .....             | 80  |
| Figure V.12 Caractéristiques du Rail A55 .....                                                                                        | 91  |
| Figure V.13 profilé renforcé avec des cornières .....                                                                                 | 92  |
| Figure V.14 Dimensions du profilé renforcé .....                                                                                      | 94  |
| Figure V.15 Dimensions et caractéristiques géométriques de la semelle supérieure d'un HEA340 Renforcé.....                            | 94  |
| Figure V.16 Dimensions et caractéristiques géométriques de la semelle supérieure d'un HEA340 Renforcé.....                            | 94  |
| Figure V.17 présentation du pont roulant avec le logiciel Tekla Structures .....                                                      | 103 |

|                                                                                                                    |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure V.18 présentation du pont roulant à l'intérieur de l'hangar avec le logiciel Tekla Structures               | 103 |
| Figure VI.1 les éléments d'un escalier                                                                             | 105 |
| Figure VI.2 les dimensions de l'escalier                                                                           | 107 |
| Figure VI.3 Eléments constructif de la marche                                                                      | 107 |
| Figure VI.4 Disposition des cornières                                                                              | 107 |
| Figure VI.5 Diagramme du moment fléchissant obtenu depuis le logiciel RDM6                                         | 114 |
| Figure VI.6 Diagramme de l'effort normal obtenu depuis le logiciel RDM6                                            | 115 |
| Figure VI.7 Diagramme de l'effort tranchant obtenu depuis le logiciel RDM6                                         | 116 |
| Figure VI.8 Distribution des charges sur la poutre palière                                                         | 117 |
| Figure VII.1 Représentation des poids propre de la structure en modèle brochette                                   | 125 |
| Figure VII.2 Tableau sur l'analyse modale obtenu par le logiciel Robot Structural Analysis                         | 127 |
| Figure VII.3 Tableaux des déplacements par étage                                                                   | 130 |
| Figure VIII.1 Schémas présentant les principaux éléments participant au contreventement                            | 133 |
| Figure VIII.2 Croix de Saint André                                                                                 | 133 |
| Figure VIII.3 Treillis en 'N'                                                                                      | 133 |
| Figure VIII.4 Trilles en 'V' sous pannes                                                                           | 134 |
| Figure VIII.5 Treillis en 'K'                                                                                      | 134 |
| Figure VIII.6 Schémas présentant les principaux dispositifs de la palée de stabilité                               | 134 |
| Figure VIII.7 schéma de contreventement                                                                            | 135 |
| Figure VIII.8 schéma du palé de stabilité                                                                          | 140 |
| Figure VIII.9 les résultats des efforts dans les diagonal                                                          | 141 |
| Figure VIII.10 les diagonal de la structure avec la barre N°663 sélectionné                                        | 141 |
| Figure VIII.11 tableau indiquant l'effort sollicitant max au niveau de la sablière                                 | 144 |
| Figure VIII.12 les sablières de la structure avec la barre N°39 sélectionné                                        | 144 |
| Figure IX.1 Attache Diagonale-Poteau                                                                               | 149 |
| Figure IX.2 l'effort interne maximum obtenu par le logiciel Robot                                                  | 150 |
| Figure IX.3 La Diagonale où l'effort interne Ned est le plus défavorable                                           | 151 |
| Figure IX.4 Attache solive-poutre maîtresse                                                                        | 153 |
| Figure IX.5 Résultats obtenus des efforts internes pour les solives à l'aide du logiciel Robot structural Analysis | 154 |
| Figure IX.6 Représentation de la solive auquel l'effort interne est le plus défavorable                            | 154 |
| Figure IX.7 Vue de l'assemblage solive - poutre sur Robot                                                          | 156 |
| Figure IX.8 Assemblage panne –traverse                                                                             | 157 |
| Figure IX.9 Vue De l'assemblage Poteau- Corbeau                                                                    | 167 |
| Figure IX.10 Vue de l'assemblage Poteau-Traverse                                                                   | 180 |
| Figure IX.11 Vue De L'assemblage Traverse-Traverse                                                                 | 191 |
| Figure IX.12 Vue de l'assemblage Poteau plancher – Poutre maitresse                                                | 205 |
| Figure IX.13 Vue de l'assemblage Elcissage                                                                         | 218 |
| Figure X.1 types des pieds de poteaux                                                                              | 219 |
| Figure X.2 platine soudé                                                                                           | 220 |
| Figure X.3 types des tiges d'ancrages                                                                              | 221 |
| Figure X.4 bêche d'ancrage                                                                                         | 221 |
| Figure X.5 vue en plans                                                                                            | 222 |
| Figure X.6 Dimensions de la platine                                                                                | 222 |
| Figure X.7 ancrage du poteau HEA 450                                                                               | 222 |
| Figure X.8 Schémas de la tige d'ancrage                                                                            | 223 |
| Figure X.9 Largeur supplémentaire d'appuis C                                                                       | 224 |

|                                                               |     |
|---------------------------------------------------------------|-----|
| Figure X.10 Bêche d'ancrage.....                              | 226 |
| Figure X.11 Dimensions de la platine.....                     | 238 |
| Figure X.12 Ancrage de poteau HEA240 .....                    | 239 |
| Figure X.13 schéma de la tige d l'ancrage .....               | 239 |
| Figure X.14 Largeur supplémentaire d'appuis C.....            | 241 |
| Figure X.15 Dimensions de la platine.....                     | 247 |
| Figure X.16 Ancrages du poteau IPE360.....                    | 248 |
| Figure X.17 schéma de la tige d l'ancrage .....               | 248 |
| Figure XI.1 Les différents types de fondation .....           | 254 |
| Figure XI.2 Representation de D et B.....                     | 256 |
| Figure XI.3 Implantation des nœuds de poteaux sur Robot.....  | 257 |
| Figure XI.4 Représentation du diagrammes des contraintes..... | 270 |
| Figure XI.5 Schéma représentatif du ferrailage .....          | 272 |
| Figure XI.6 Schéma représentatif du ferrailage .....          | 276 |
| Figure XI.7 Schéma représentatif du ferrailage .....          | 279 |
| Figure XI.8 Schéma représentatif du ferrailage .....          | 282 |

# Liste des tableaux

|                                                                                                                                                         |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau II.1 CPE pour les parois verticales de bâtiment à base rectangulaire .....                                                                      | 14  |
| Tableau II.2 Les coefficients de pression extérieurs ( $C_{pe}$ ) pour chaque zone.....                                                                 | 15  |
| Tableau II.3 Tableau représentant les valeurs des $C_{pe}$ pour chaque zone.....                                                                        | 16  |
| Tableau II.4 Tableau représentant les valeurs les plus défavorables des $C_{pe}$ pour chaque zone .....                                                 | 16  |
| Tableau II.5 Tableau représentant les $C_{pe}$ pour chaque zone .....                                                                                   | 18  |
| Tableau II.6 Tableau représentant les valeurs des $C_{pe}$ pour chaque zones .....                                                                      | 19  |
| Tableau II.7 Tableau représentant les valeurs des $C_{pe}$ retenu pour chaque zones .....                                                               | 20  |
| Tableau II.8 Tableau représentant le récapitulatif des résultats obtenus pour chaque zones dans le cas où le vent est perpendiculaire au Long pan ..... | 20  |
| Tableau II.9 Tableau représentant le récapitulatif des résultats obtenu pour chaque zones dans le cas où le vent est perpendiculaire au pignon.....     | 21  |
| Tableau II.10 Tableau du coefficient d'ajustement pour toitures à deux versants .....                                                                   | 22  |
| Tableau III.1 Données nécessaire pour le calcul de la flèche .....                                                                                      | 29  |
| Tableau III.2 Résultats obtenus pour la formule (III.3).....                                                                                            | 31  |
| Tableau III.3 Caractéristiques géométrique du profilé .....                                                                                             | 32  |
| Tableau III.4 Caractéristiques géométrique du profilé .....                                                                                             | 33  |
| Tableau III.5 Résultats obtenus.....                                                                                                                    | 34  |
| Tableau III.6 Données nécessaire pour le calcul de la flèche .....                                                                                      | 38  |
| Tableau III.7 Données nécessaire pour le calcul de la flèche .....                                                                                      | 38  |
| Tableau III.8 Caractéristiques géométrique du profilé UPN160 .....                                                                                      | 39  |
| Tableau III.9 Résultats obtenus.....                                                                                                                    | 41  |
| Tableau III.10 Récapitulatif des résultats .....                                                                                                        | 42  |
| Tableau III.11 Caractéristiques du profilé .....                                                                                                        | 43  |
| Tableau III.12 Caractéristiques géométriques du profilé IPE360.....                                                                                     | 45  |
| Tableau III.13 Données nécessaire pour le calcul de la flèche .....                                                                                     | 46  |
| Tableau III.14 Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 360.....                                                                       | 49  |
| Tableau V.1 Les coefficients d'amplification dynamique.....                                                                                             | 69  |
| Tableau V.2 Groupes de cas de charges et coefficients dynamiques associés .....                                                                         | 72  |
| Tableau V.3 Groupe de cas de charges à vide .....                                                                                                       | 73  |
| Tableau V.4 Groupe de cas de charges en charge .....                                                                                                    | 75  |
| Tableau V.5 Définition des valeurs $\lambda S, i, j, k$ .....                                                                                           | 83  |
| Tableau V.6 Récapitulatif des résultats .....                                                                                                           | 87  |
| Tableau V.7 Caractéristiques du profilé CAE 80x80x10 .....                                                                                              | 92  |
| Tableau V.8 Récapitulatif des efforts internes de la poutre de roulement sous charges verticales et horizontales.....                                   | 96  |
| Tableau VI.1 Efforts internes obtenus par le logiciel RDM6 .....                                                                                        | 117 |
| Tableau VII.1 représentation des valeurs de $P_q$ et les observations suivant notre structure ..                                                        | 124 |
| Tableau VII.2 Poids propre de la structure par étage .....                                                                                              | 125 |
| Tableau VII.3 Poids pondéré de structure par niveau.....                                                                                                | 126 |
| Tableau VII.4 Distribution de la force sismique au sens transversale par étage .....                                                                    | 129 |
| Tableau VII.5 Distribution de la force sismique au sens longitudinale par étage .....                                                                   | 130 |
| Tableau VII.6 Comparaison des résultats obtenus par les deux méthodes .....                                                                             | 130 |

|                                                                                                                                             |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau VII.7 vérifications suivant la force EX .....                                                                                       | 131 |
| Tableau VII.8 vérifications suivant la charge Ey .....                                                                                      | 132 |
| Tableau VIII.1 les sollicitations Fi.....                                                                                                   | 134 |
| Tableau XI.1 Calcul de l'épaisseur de la semelle .....                                                                                      | 263 |
| Tableau XI.2 Poids de la semelle et des terres.....                                                                                         | 263 |
| Tableau XI.3 Calcul de l'épaisseur de la semelle .....                                                                                      | 264 |
| Tableau XI.4 Poids de la semelle et des terres.....                                                                                         | 264 |
| Tableau XI.5 Calcul de l'épaisseur de la semelle .....                                                                                      | 265 |
| Tableau XI.6 Poids de la semelle et des terres.....                                                                                         | 265 |
| Tableau XI.7 Calcul de l'épaisseur de la semelle .....                                                                                      | 266 |
| Tableau XI.8 Poids de la semelle et des terres.....                                                                                         | 266 |
| Tableau XI.9 Efforts internes maximal et minimal à la base des poteaux sous palée de stabilité                                              | 268 |
| Tableau XI.10 Vérification de la condition $e < B/6$ .....                                                                                  | 269 |
| Tableau XI.11 Calcul de la contrainte moyenne pour tous les combinaison de charge (max et min).....                                         | 270 |
| Tableau XI.12 Tableau représentant la vérification de la contrainte moyenne et la contrainte du sol pour les différentes combinaisons ..... | 270 |
| Tableau XI.13 Tableau de calcul du moment pour chaque combinaison d'action (max et min) .....                                               | 270 |
| Tableau XI.14 Efforts internes maximal et minimal à la base des poteaux de l'hangar.....                                                    | 272 |
| Tableau XI.15 Vérification de la condition $e < B/6$ .....                                                                                  | 273 |
| Tableau XI.16 Calcul de la contrainte moyenne pour tous les combinaison de charge (max et min).....                                         | 273 |
| Tableau XI.17 Tableau représentant la vérification de la contrainte moyenne et la contrainte du sol pour les différentes combinaisons ..... | 273 |
| Tableau XI.18 Tableau de calcul du moment pour chaque combinaison d'action (max et min) .....                                               | 274 |
| Tableau XI.19 Efforts internes maximal et minimal à la base des poteaux de l'hangar.....                                                    | 276 |
| Tableau XI.20 Vérification de la condition $e < B/6$ .....                                                                                  | 276 |
| Tableau XI.21 Calcul de la contrainte moyenne pour tous les combinaison de charge (max et min).....                                         | 276 |
| Tableau XI.22 Tableau représentant la vérification de la contrainte moyenne et la contrainte du sol pour les différentes combinaisons ..... | 277 |
| Tableau XI.23 Tableau de calcul du moment pour chaque combinaison d'action (max et min) .....                                               | 277 |
| Tableau XI.24 Efforts internes maximal et minimal à la base des poteaux de l'hangar.....                                                    | 279 |
| Tableau XI.25 Tableau représentant les de la contrainte moyenne et la contrainte du sol pour les différentes combinaisons .....             | 279 |

# Plan de travail

Durant l'exécution de ce travail, nous avons suivi les étapes suivantes :

1. **Étude climatique** : Tout d'abord, nous avons réalisé une étude climatique afin de déterminer les actions du vent et de la neige sur chaque façade de notre structure.
2. **Détermination des profils des éléments secondaires** : Après avoir déterminé les charges dues au vent, nous avons défini les profils des éléments secondaires soumis à l'action du vent.
3. **Étude du plancher de la mezzanine** : Nous avons calculé la section des solives qui formeront un plancher collaborant destiné à supporter les bureaux.
4. **Étude de l'escalier** : Nous avons conçu et dimensionné l'escalier en tenant compte des exigences de sécurité et d'accessibilité.
5. **Étude du chemin de roulement** : Nous avons déterminé toutes les sollicitations et les coefficients de majoration dynamique, puis nous avons défini le profil de la poutre de roulement.
6. **Étude sismique** : Nous avons effectué une étude sismique en utilisant la méthode statique équivalente et la méthode spectrale modale conformément au règlement « RPA 99/VERSION 2003 ».
7. **Dimensionnement des contreventements** : Après avoir évalué toutes les sollicitations horizontales et verticales, nous sommes passés au dimensionnement des contreventements de la toiture et du système de stabilité.
8. **Dimensionnement des poteaux et traverses** : À l'aide du logiciel Robot Structural Analysis, nous avons déterminé la section des poteaux capables de supporter les différentes sollicitations, ainsi que celle des traverses.
9. **Conception des assemblages** : Nous avons déterminé les différents assemblages de notre structure, à la fois manuellement et en utilisant le logiciel Robot Structural Analysis.
10. **Vérification de l'ancrage des poteaux** : Nous avons vérifié l'ancrage de chaque poteau de la structure à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis pour garantir la stabilité de l'ensemble.
11. **Dimensionnement des semelles et du ferrailage** : Enfin, nous avons dimensionné la section des semelles de chaque poteau, incluant les poteaux de stabilité, les poteaux de hangar, et les poteaux de plancher, ainsi que les potelets, tout en définissant le ferrailage nécessaire.

# Étude Bibliographique

Les hangars et les bâtiments industriels en acier sont des éléments essentiels dans de nombreux secteurs de l'industrie. Leur conception robuste et leur adaptabilité en font des structures polyvalentes, capables de répondre aux besoins spécifiques de diverses applications. Dans cet étude bibliographique, nous examinerons en détail l'histoire, les caractéristiques, les avantages et les utilisations des hangars et des bâtiments industriels en acier.

Les hangars sont souvent perçus comme de simples structures utilitaires, peu esthétiques, destinées à abriter des véhicules, des outils ou des équipements. Comme pour de nombreux bâtiments industriels ou simplement fonctionnels, leur histoire est bien plus riche que leur apparente banalité pourrait le laisser croire. Dans cet article, nous allons suivre l'évolution des hangars, depuis leurs débuts modestes jusqu'à leur transformation en espaces polyvalents, et découvrir les multiples possibilités qu'offrent ces humbles abris.

Apparus à la fin du 19<sup>e</sup> siècle, les premiers hangars étaient plutôt insignifiants en taille et proposaient des fonctions limitées. On utilisait généralement ces constructions agricoles pour stocker des outils et des machines, ou entreposer momentanément des récoltes. Il s'agissait de structures rudimentaires construites avec des matériaux simples tels que le bois ou la pierre, produits à proximité. Cela permettait des constructions économiques et rapides.

Toutefois, si les techniques de construction étaient basiques, ne requérant pas de compétences spécifiques en architecture, elles suffisaient à dresser durablement des bâtisses susceptibles de fournir une protection efficace contre les éléments. L'apparition puis la généralisation du recours à ces premiers « hangars » ont accompagné l'essor de l'agriculture moderne : exploitations qui s'agrandissent, rendements en forte amélioration sous l'effet d'un progrès technique favorisant l'apparition d'instruments aratoires de plus en plus sophistiqués. Au fur et à mesure que le monde agricole se transformait, les hangars jouaient un rôle croissant.

D'un coût bien inférieur à celui d'une grange, plus facile à édifier, quel que soit le terrain, le hangar est rapidement devenu un auxiliaire idéal pour les exploitants agricoles du 20<sup>e</sup> siècle.

La seconde guerre mondiale a participé à ce nouveau regard sur le hangar. Alors que l'aviation allemande puis alliée bombardait les bâtiments industriels, les hangars, aveugles et la plupart du temps sans visée stratégique, ont résisté. Le réflexe d'y stocker d'autres équipements que les seules machines agricoles s'est donc installé à cette époque.

Les développements technologiques et les besoins croissants en termes de stockage et d'espace pour ranger des engins toujours plus puissants ont conduit, après la Seconde Guerre mondiale, à la création de hangars aux armatures métalliques ; ils pouvaient soudain occuper des surfaces jusqu'alors jamais atteintes pour ce type de structure et bénéficier d'une résistance et d'une durabilité impressionnantes. Plus grandes et plus robustes, celles-ci ont été

converties pour accueillir d'énormes machines, des équipements lourds et des matériaux en vrac.

Cette tendance a rapidement quitté le seul monde agricole pour gagner l'univers de la production non alimentaire, espaces de stockage pour l'industrie chimique, les constructeurs automobiles ou les fabricants de pièces détachées. Ils sont, plus récemment, devenus l'atout majeur des métiers de la logistique. Ces hangars, rebaptisés entrepôts, sont souvent équipés de portes et de quais de chargement pour faciliter le mouvement des marchandises. Les hangars industriels ont ainsi permis la révolution logistique qui nécessitait partout sur le territoire d'immenses surfaces de stockage pour satisfaire la distribution efficace des produits à grande échelle.

Ces structures en acier se distinguent par leur résistance et leur durabilité exceptionnelles. L'acier est un matériau de construction réputé pour sa capacité à résister aux conditions climatiques extrêmes, aux charges lourdes et aux contraintes mécaniques. Cette solidité structurelle garantit la protection des biens stockés à l'intérieur et assure la sécurité des personnes qui y travaillent.

La construction en acier offre une grande efficacité et rapidité de réalisation par rapport à d'autres matériaux de construction. Les éléments préfabriqués en acier sont fabriqués en usine selon des spécifications précises, puis assemblés sur le site de construction. Cette approche permet de réduire considérablement les délais de construction, ce qui se traduit par une mise en service plus rapide du bâtiment et une utilisation plus rapide de l'espace disponible.

Un avantage clé des structures en acier réside dans leur capacité à être personnalisés en fonction des besoins spécifiques de chaque industrie. Que ce soit pour le stockage, la production, l'assemblage ou la logistique, ces structures peuvent être conçues et adaptées pour répondre aux exigences précises de l'activité concernée. La modularité de l'acier permet également d'agrandir ou de modifier facilement les bâtiments en fonction de l'évolution des besoins.

En plus de leur flexibilité de conception, ces structures sont facilement modulables pour l'aménagement intérieur. Elles peuvent être personnalisées pour répondre aux besoins spécifiques de chaque entreprise ou secteur, intégrant bureaux, zones de stockage, espaces de production et aires de circulation efficaces. Cette adaptabilité permet d'optimiser l'utilisation de l'espace disponible et d'améliorer l'efficacité opérationnelle.

L'optimisation de l'efficacité énergétique représente un aspect d'une importance fondamentale dans la conception des hangars en fer. Grâce à une conception correcte, il est possible de maximiser l'utilisation des ressources énergétiques, de réduire la consommation et de minimiser les impacts environnementaux.

La construction métallique s'inscrit en tout point dans une logique de respect de l'environnement.

Composé en partie à base de fer un matériau à la fois abondant et facilement disponible l'acier est, en outre, recyclable à 100 %. Après démontage et retour à l'aciérie, il retrouve ses propriétés d'origine, sans aucune altération.

Matériaux excédentaires et structures démontées peuvent donc être récupérés afin d'être intégrés dans un circuit de revalorisation. Conséquence logique, les bénéfices de ce mode opératoire sont multiples :

- préservation des ressources naturelles,
- limitation de la production de déchets,
- réduction de la pollution,
- réalisation d'économies d'énergie.

Par ailleurs, l'acier étant un matériau inerte, il n'émet pas de substances toxiques ou dangereuses pour la santé : c'est là un avantage de plus à mettre au crédit des structures métalliques.

Enfin, on notera que les charpentes métalliques permettent d'intégrer à la construction de grandes surfaces vitrées. L'éclairage naturel est ainsi favorisé. Outre une nette amélioration du confort visuel, ces aménagements permettent de réaliser des économies d'énergie.

Dans l'industrie de l'aviation, les hangars jouent un rôle essentiel pour le stockage, l'entretien et la réparation des avions. Ils fournissent un environnement sécurisé qui préserve la valeur et la fonctionnalité des aéronefs. De plus, les hangars peuvent être aménagés pour inclure des équipements d'entretien, des ateliers et des bureaux, créant ainsi un espace de travail complet pour les opérations aéronautiques.

Dans le secteur de la logistique, les entrepôts en acier sont utilisés pour le stockage et la distribution des marchandises. La conception flexible des hangars permet de créer des espaces de stockage optimisés, avec des systèmes de rayonnages et de manutention adaptés aux besoins spécifiques de chaque entreprise. Ces entrepôts offrent une solution efficace pour gérer les flux de marchandises et améliorer les opérations logistiques.

Ces structures sont également employées dans la production et l'assemblage de produits. Que ce soit pour les usines de fabrication automobile, les installations de production alimentaire ou les centres de fabrication de haute technologie, les bâtiments en acier fournissent un environnement sécurisé et efficace pour les processus de production.

La construction de hangars en fer cela s'avère avantageux non seulement d'un point de vue économique, mais aussi d'un point de vue environnemental et énergétique. Grâce à la résistance et à la fiabilité des matériaux utilisés, ces bâtiments garantissent une durée de vie plus longue dans le temps, réduisant ainsi le besoin d'interventions de maintenance fréquentes.

De plus, leur construction rapide et efficace permet des économies significatives de temps et de ressources par rapport aux technologies de construction traditionnelles.

L'utilisation de techniques innovantes et matériaux durables permet d'obtenir une amélioration significative de l'efficacité énergétique des entrepôts de fer. Grâce à une isolation thermique de haute qualité, ces structures réduisent au minimum la dispersion de la chaleur, permettant ainsi des économies d'énergie significatives aussi bien en été qu'en hiver. Cela se traduit par une moindre consommation d'énergie et, par conséquent, une réduction des émissions de gaz à effet de serre, contribuant ainsi à la protection de l'environnement.

Enfin, la construction d'entrepôts de fer se présente comme une solution idéale pour satisfaire divers besoins industriels, commerciaux et logistiques. La flexibilité de conception et la possibilité de personnalisation permettent la création d'espaces vastes et fonctionnels qui répondent aux demandes spécifiques du client.

En fin de compte, la construction d'entrepôts de fer représente un investissement intelligent tant pour les entreprises que pour l'environnement. Grâce à leur efficacité énergétique et à leur impact environnemental réduit, ces bâtiments se présentent comme une solution moderne et durable, capable de répondre aux besoins du présent sans compromettre les ressources des générations futures.

# Introduction Générale

L'industrie de la construction est en constante évolution, et de nouvelles approches et technologies émergent pour répondre aux besoins croissants en matière de durabilité, d'efficacité et de flexibilité. Parmi ces approches, la construction en charpente métallique s'est imposée comme une solution économique et polyvalente.

La charpente métallique est une technique de construction qui utilise principalement de l'acier pour créer des structures solides et durables. Elle se distingue par sa capacité à être préfabriquée en atelier, puis assemblée sur le chantier. Cette méthode permet d'accélérer le processus de construction, réduire les coûts et minimiser les perturbations sur le site. Les applications de la charpente métallique sont variées et couvrent un large éventail de projets, allant des bâtiments industriels et commerciaux aux ponts, en passant par les logements et les structures architecturales uniques. Sa flexibilité et sa capacité à s'adapter à différentes formes architecturales en font un choix privilégié pour les projets complexes.

Outre ses avantages économiques et de rapidité d'exécution, la charpente métallique présente également des atouts sur le plan environnemental. L'acier utilisé dans sa fabrication est recyclable à 100%, ce qui en fait une option respectueuse de l'environnement. De plus, sa légèreté permet de réduire les charges sur les fondations et d'optimiser l'utilisation des matériaux.

Cependant, la construction en charpente métallique requiert une expertise technique spécifique pour garantir la résistance structurale et la sécurité des bâtiments. La conception minutieuse des connexions, la prise en compte des charges sismiques et la planification précise de l'assemblage sont des éléments essentiels pour assurer la qualité et la durabilité des structures métalliques.

# **CHAPITRE I**

## **PRESENTATION DU PROJET**

## Chapitre I Présentation du projet

### I.1. Présentation du projet

Notre projet de fin d'étude a été proposé par l'entreprise nationale **BATIMETAL Engineering and construction**, qui nous a proposé un sujet portant sur l'étude d'un Hangar en charpente métallique comportant :

- Une mezzanine.
- Un pont roulant de capacité de levage de 10 tonnes.
- Escalier.

Le hangar est de dimensions totales de (**54m×25m**) avec une hauteur totale de **12 m**.

#### I.1.1. Lieu d'implantation

L'ouvrage est implanté **Oued Smar «ALGER»**.

#### I.1.2. Classification du site

Selon la carte de sismicité donnée par Le « **RPA 99/VERSION 2003** », page 85 :

- La région est classée en zone de sismicité **III**.

Selon le règlement neige et vent « **RNV 2013** » :

- Zone de vent I
- Zone de neige B

#### I.1.3. Dimension de la structure

- Hauteur : **12m**
- Longueur : **54 m**
- Largeur : **25 m**
- Niveau de planchée : **3,06m**
- Niveau de pont roulant : **8 m (niveau PDR)**
- Ecartement des portiques : **6m**
- Toiture à deux versants d'une pente de **1 %**

### I.1.4. Le plancher

Le niveau du plancher est de **3,06m** du sol. Il est constitué :

- D'une dalle en béton armé coulée sur place.
- De poutrelles métalliques (solives) qui reposant sur des poutres principales.
- D'une tôle « TN 40 » servant au coffrage perdu.

### I.1.5. Les ponts roulants

Un pont roulant de la marque (ABUS) avec les spécifications suivantes capacité de levage de **10 tonnes**, installé à une hauteur de **8 mètres** au-dessus du sol. Il couvre une longueur de déplacement de **24 mètres**.

Ce pont est équipé d'une poutre de roulement, supportée par des corbeaux.

### I.1.6. Règlements utilisés

- **Règles Neige et vent Algérien DTR** : Pour l'étude des effets climatiques
- **CCM97** : Pour l'étude et la vérification de l'ossature métallique et vérification des assemblages.
- **Eurocode 4** : Pour l'étude et la vérification des planchers mixtes.
- **Eurocode 3 et 5**: Pour l'étude de chemin de roulement.
- **BAEL91et DTR-BC2 33** : pour le calcul des fondations.

### I.1.7. Logiciels utilisés

- Robot Structural Analysis 2019 pour l'analyse de la structure
- AutoCAD 2021 pour les dessins
- RDM 6 pour le dimensionnement et vérification des éléments de l'escalier
- Tekla Structures pour la modélisation de la structure

## I.2. Eléments structuraux

### I.2.1 Eléments principaux de la structure

- |                          |                               |
|--------------------------|-------------------------------|
| • Poteaux                | <b>HEA</b>                    |
| • Stabilités horizontale | <b>cornière (CAE)</b>         |
| • Stabilités verticale   | <b>double cornière (DCED)</b> |
| • Poutre de roulement    | <b>HEA</b>                    |

- Plancher mixte :
  - ✓ Solive **IPE**
  - ✓ Dalle en béton
  - ✓ Bac nervuré **TN40**

### I.2.2. Les éléments secondaires

- Pannes **IPE**
- Lisses de bardages **UPN**
- Potelets **IPE**
- Sablière **HEA**

### I.3. Caractéristiques des matériaux

La maîtrise des matériaux est cruciale pour la réussite d'une structure, que ce soit lors de sa conception, de son dimensionnement ou de sa construction. Comprendre les propriétés des matériaux permet de garantir la résistance et la durabilité des éléments structuraux. Dans le cadre de notre projet, nous avons principalement employé l'acier comme matériau de base tout en intégrant du béton armé dans certaines sections spécifiques de la structure.

#### I.3.1. Aciers de construction pour les éléments de structure

Pour la réalisation de notre structure on a utilisé l'acier **S275** de caractéristiques :

- Résistance limite d'élasticité  $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ .
- Résistance à la traction nominale  $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$
- Module de cisaillement  $G = 81 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ .
- Contrainte limite élastique de cisaillement  $\tau = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 158,77 \text{ MPa}$
- Module de Young  $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$ .
- Poids volumique :  $\rho = 7875 \text{ kg / m}^3$ .
- Coefficient de dilatation thermique  $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}$

### I.3.2 Béton

Pour les planchers, on utilise un béton **C25/30** dont les caractéristiques suivant :

- Résistance à la compression  $F_{c28} = 25\text{MPa}$ .
- Résistance à la traction  $F_{t28} = 2,1\text{MPa}$ .
- La masse volumique  $\rho = 2500\text{KG/m}$ .
- Coefficient de retrait  $\xi = 2 \times 10^{-4}$ .
- Contrainte limite  $\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$ .

### I.4. Assemblages

Les assemblages des éléments de notre construction sont assurés par :

- Des boulons de haute résistance HR.
- Des boulons ordinaires.
- Des soudures.

### I.5. Présentation schématique

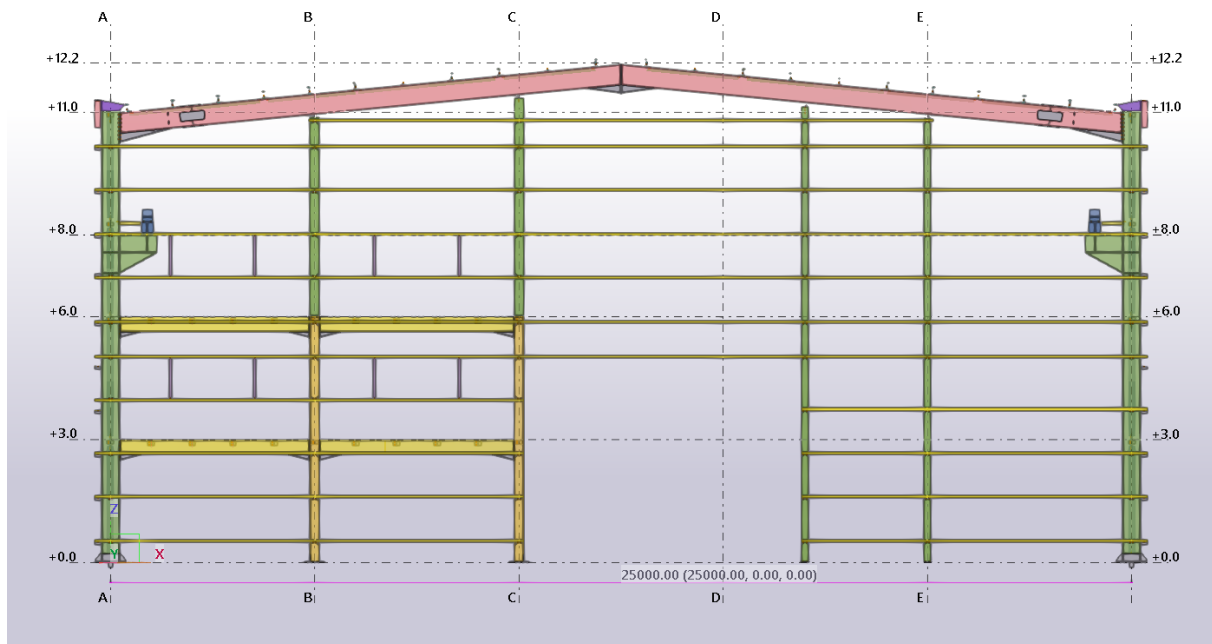


Figure I.1 vue su pignon en avant

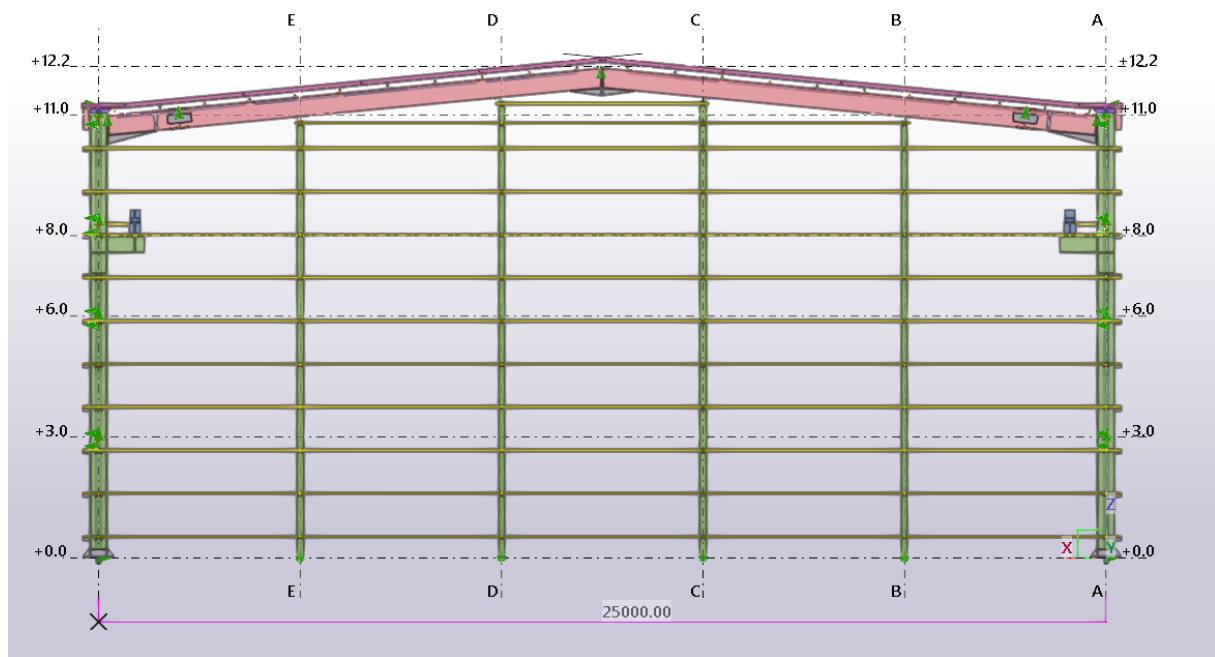


Figure I.2 vue sur pignon en arrière

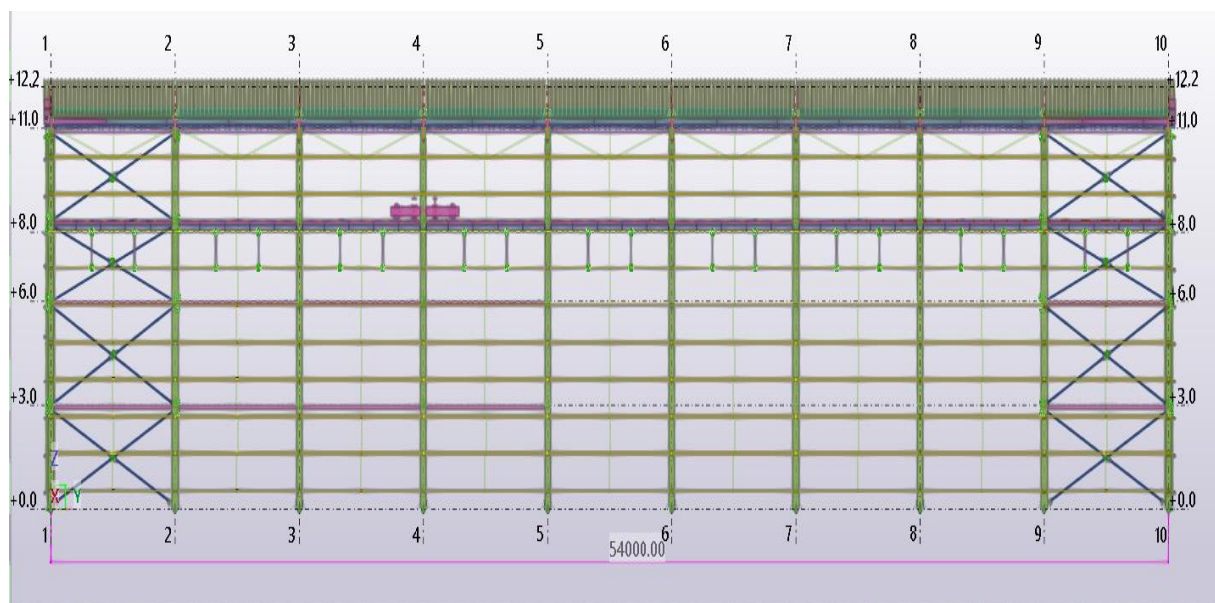


Figure I.3 vue en longpan adroite

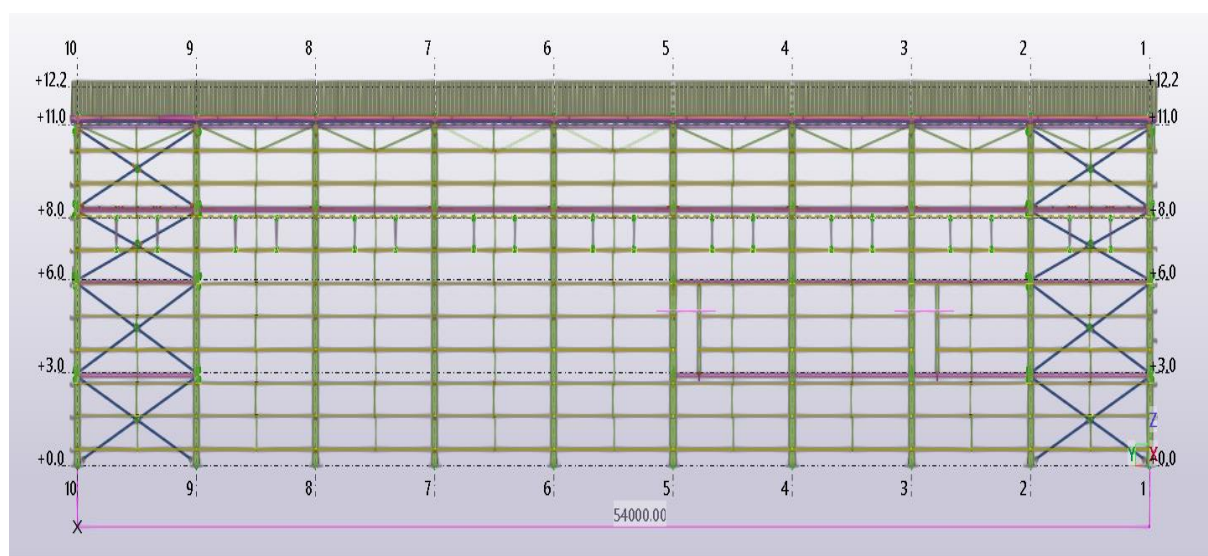


Figure I.4 vue sur longpan à gauche

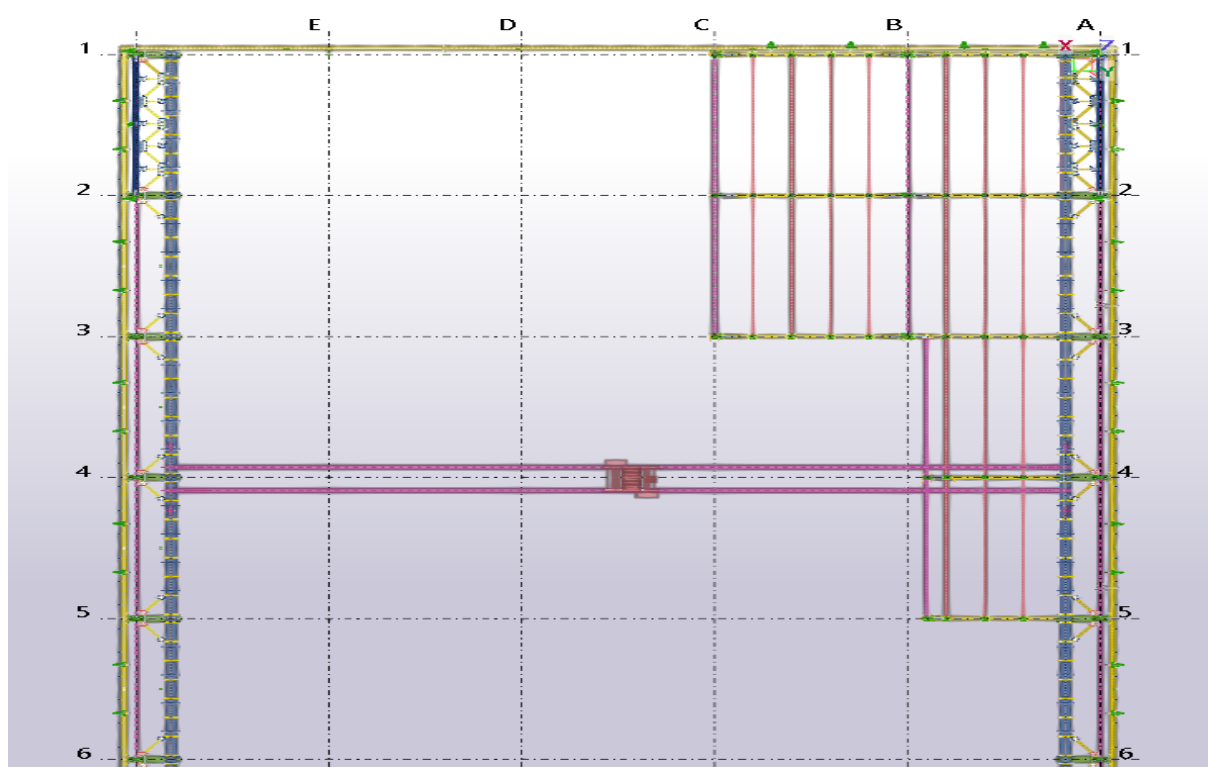


Figure I.5 vue sur plancher et pont roulant

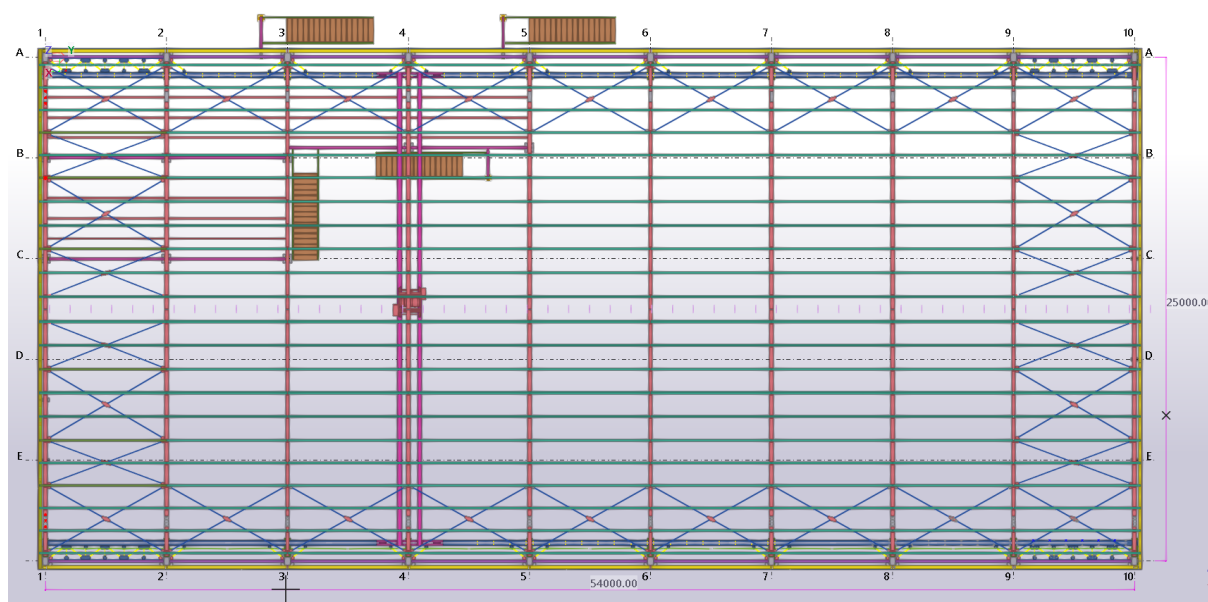


Figure I.6 vue sur toiture

# **CHAPITRE II**

## **ETUDE CLIMATIQUE**

## Chapitre II Étude climatique

### II.1. Introduction

L'étude climatique est un point essentiel pour une structure, qui a pour but la détermination des différentes sollicitations, produites par la charge de la neige et les efforts dynamiques qui sont introduits par le vent.

L'application du règlement Neige et Vent « RNVA2013 » nous permettra de déterminer ces sollicitations pour le dimensionnement de notre structure.

### II.2. Dimensions de l'ouvrage

- ✓ Longueur :  $L = 54\text{m}$
- ✓ Largeur :  $l = 25\text{m}$
- ✓ Hauteur :  $H = 12\text{m}$
- ✓ Hauteur de la paroi verticale :  $h = 10.75\text{m}$
- ✓ Toiture à double versants d'une pente ( $5.71^\circ$ )

### II.3. Les données relatives au site

- Notre zone du vent est : **zone I**<sup>1</sup> →  $q_{\text{ref}} = 375 \text{ N/m}^2$
- Le site est plat →  $C_t(z) = 1$
- La catégorie du terrain : **II**<sup>2</sup> →  $KT = 0,19$  ;  $Z_0 = 0,05\text{m}$  ;  $Z_{\text{min}} = 2\text{m}$  ;  $\varepsilon = 0,52$

Tel que :

- $KT$  : facteur du terrain.
- $Z_0$  : paramètre de la rugosité [m].
- $Z_{\text{min}}$  : hauteur minimale [m].

---

<sup>1</sup> RNV 2013, Page 50, Tableau 2.2

<sup>2</sup> RNV 2013, Page 53, Tableau 2.4

### II.4. Étude du vent

Le RNVA 2013 propose d'utiliser la formule ci-dessous afin de déterminer la pression du vent agissant sur les parois extérieures de la structure.

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]^3 \quad (II.1)$$

Où :

- $q_p$  est la pression dynamique de pointe.
- $C_{pe}$  est un coefficient de pression extérieure,
- $C_{pi}$  est un coefficient de pression intérieur qui dépend des ouvertures qui existent dans la structure (fenêtre, porte...)

#### II.4.1. Calcul de coefficient de pointe $q_p$

Le RNV 2013 propose la formule<sup>4</sup> suivante :

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(z_e) \quad (II.2)$$

Tel que :

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

#### ➤ $q_{ref}$ la pression de référence :

Elle dépend de la zone du vent. Comme notre projet se situe à ALGER dans la commune de Oued Smar, alors la zone de vent est **La zone I** d'où la pression de référence est :

$$q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$$

$$q_{ref} = 37.5 \text{ daN/m}^2$$

#### ➤ Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_j)$ <sup>5</sup> :

$$C_e(z_e) = C_t^2(z_e) \cdot C_r^2(z_e) \cdot [1 + 7I_v(z_e)] \quad (II.3)$$

---

<sup>3</sup> RNV 2013, Page 57, formule 2.6, Titre 2.5.2

<sup>4</sup> RNV 2013, Page 50, formule 2.1, Titre 2.3.1

<sup>5</sup> RNV 2013, Page 51, formule 2.2, Titre 2.4.2

1.  $Z_e$  La hauteur de référence :

Dans notre cas Nous avons deux hauteurs de références à considérer, celle de la toiture et celle des parois verticales.

- Pour les parois verticales :  $Z_e = 10.75 \text{ m}$
- Pour la toiture :  $Z_e = 12 \text{ m}$

2.  $C_t$  coefficient topographique :

Pour notre cas la structure se situe sur une zone relativement plate ( $\Phi < 0.05$ )<sup>6</sup> alors :

$$C_t(z) = 1$$

3.  $C_r$  coefficient de rugosité :

Il prend en considération l'influence de la rugosité du terrain et la hauteur de la structure sur la vitesse du vent, Pour calculer le coefficient de rugosité on utilise les formules<sup>7</sup> suivantes :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \ln & \text{pour } Z_{\min} \leq Z_e \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \ln & \text{pour } Z_e < Z_{\min} \end{cases} \quad (\text{II.4})$$

La categorie de notre terrain est **la categorie II**. Nous obtenons donc les données :

$$K_T = 0,19 \quad Z_0 = 0,05\text{m} \quad Z_{\min} = 2\text{m} \quad \varepsilon = 0,52$$

**a. Pour les parois verticales :**  $Z_e = 10.75\text{m}$   $\rightarrow Z_{\min} \leq Z_e \leq 200\text{m}$

donc:

$$C_r(z=10.75\text{m}) = K_T \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right) = 0,19 \times \ln (10.75/0.05) = 1.02$$

$C_r(z=10.75) = 1.02$

**b. Pour la toiture :**  $Z_e = 12\text{m}$   $\rightarrow Z_{\min} \leq Z_e \leq 200\text{m}$

---

<sup>6</sup> RNV 2013, Page 54, formule 2.4, paragraphe 2.4.5.2

<sup>7</sup> RNV 2013, Page 53, formule 2.3, titre 2.4.4

donc:

$$C_r(z=12m) = K_T \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right) = 0,19 \times \ln(12/0.05) = 1.041$$

$C_r(z=12) = 1.041$

#### 4.Iv L'intensite de la turbulence

L'intensite de la turbulence est calculer par les formules<sup>8</sup> suivantes :

$$\begin{cases} I_v = \frac{1}{C_t(Z_e) \cdot \ln(\frac{Z_e}{Z_0})} & \text{pour } Z_e > Z_{min} \\ I_v = \frac{1}{C_t(Z_e) \cdot \ln(\frac{Z_{min}}{Z_0})} & \text{pour } Z_e \leq Z_{min} \end{cases} \quad (II.5)$$

La categorie de notre terrain est **la categorie II**. Nous obtenons donc les données :

$$KT=0,19 \quad Z_0=0,05m \quad Z_{min}=2m \quad \epsilon=0,52$$

**a. Pour les parois verticales :**  $Z_e = 10.75m$   $\rightarrow Z_{min} \leq Z_e$

$$I_v = \frac{1}{C_t(Z_e) \cdot \ln(\frac{Z_e}{Z_0})} = \frac{1}{1 \cdot \ln(\frac{10.75}{0.05})} = 0.186$$

$I_v = 0.186$

**b. Pour la toiture :**  $Z_e = 12m$   $\rightarrow Z_{min} \leq Z_e$

$$I_v = \frac{1}{C_t(Z_e) \cdot \ln(\frac{Z_e}{Z_0})} = \frac{1}{1 \cdot \ln(\frac{12}{0.05})} = 0.182$$

$I_v = 0.182$

---

<sup>8</sup> RNV 2013, Page 57, formule 2.5, titre 2.4.6

En portant les résultats obtenus dans l'équation (I.3) :

-Pour les parois verticales :

$$C_e = 1 \times 1.02^2 \times (1 + 7 \times 0.186)$$

$$C_e = 2.395$$

-Pour la toiture :

$$C_e = 1 \times 1.041^2 \times (1 + 7 \times 0.182)$$

$$C_e = 2.464$$

En portant les résultats obtenus dans l'équation (I.2) :

-Pour les parois verticales :

$$q_p = 375 \times 2.395 = 898.125$$

$$q_p = 898.125 \text{ N/m}^2$$

$$q_p = 89.812 \text{ daN/m}^2$$

-Pour la toiture :

$$q_p = 375 \times 2.464 = 924$$

$$q_p = 924 \text{ N/m}^2$$

$$q_p = 92.4 \text{ daN/m}^2$$

#### II.4.2. Calcul des coefficients de pression extérieure C<sub>pe</sub>

La détermination du coefficient de pression C<sub>pe</sub> est faite pour chaque direction du vent et dans chaque surface de la paroi et de la toiture, C<sub>pe</sub> s'obtient à partir des formules<sup>9</sup> suivantes :

$$\begin{aligned}
 & C_{pe} = C_{pe,1} && \text{si : } S \leq 1 \text{ m}^2 \\
 & C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \text{Log}_{10}(S) && \text{si : } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\
 & C_{pe} = C_{pe,10} && \text{si : } S \geq 10 \text{ m}^2
 \end{aligned}
 \tag{II.6}$$

Tel que :

---

<sup>9</sup> RNV 2013, Page 80, formule 5.1, paragraphe 5.1.1.2

S est la surface chargée de la paroi considérée en m<sup>2</sup>.

➤ **Perpendiculaire au longpan  $\theta=0^\circ$**

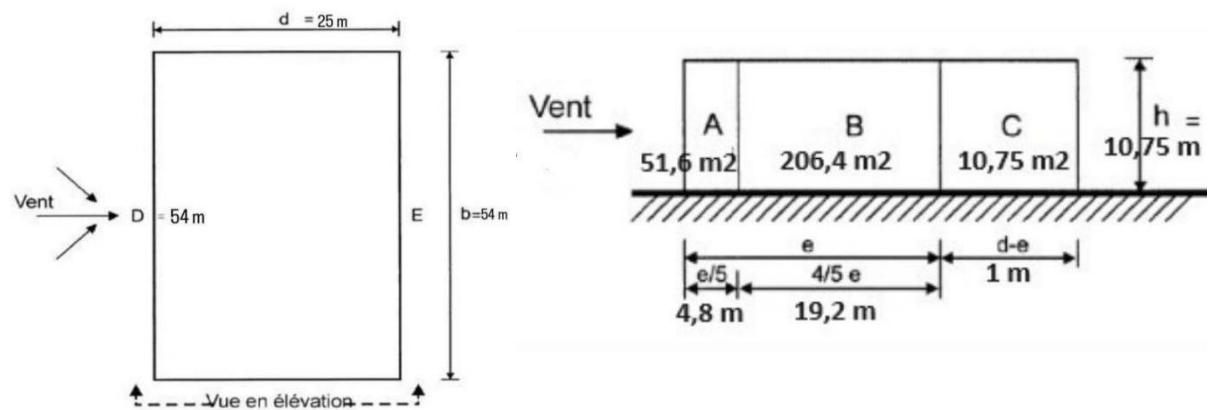
a. Parois verticales

$$e = \min(b, 2H) = \min(54; 2 \times 12) = \min(54; 24) = 24m$$

Avec :

b: dimension du coté perpendiculaire au vent.

On a : d=25m et b=54m alors d > e.



Donc on utilise la légende suivante :

Figure II.1 Légende pour les parois verticales

En référence au RNV 2013<sup>10</sup>, nous disposons du tableau des CPE suivant :

Table II.1 CPE pour les parois verticales de bâtiment à base rectangulaire

<sup>10</sup> RNV 2013, Page 81, tableau 5.1

| paroi latérale |      |       |      |       |      | paroi au vent |      | paroi sous le vent |      |
|----------------|------|-------|------|-------|------|---------------|------|--------------------|------|
| A.A'           |      | B.B'  |      | C     |      | D             |      | E                  |      |
| CPE10          | CPE1 | CPE10 | CPE1 | CPE10 | CPE1 | CPE10         | CPE1 | CPE10              | CPE1 |
| -1.0           | -1.3 | -0.8  | -1.0 | -0.5  | -0.5 | 0.8           | 1.0  | -0.3               | -0.3 |

➤ **Déterminations des surfaces :**

$$S_A = 51.6\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$S_B = 206.4\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$S_C = 10.75\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$S_{E,D} = 580.5\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

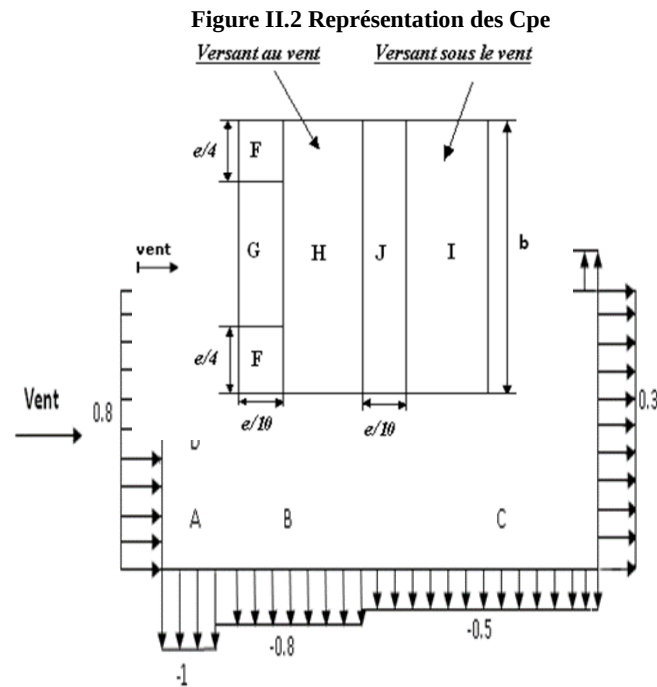
On constate que toutes les surfaces sont supérieures à  $10\text{m}^2$ , donc la formule correspondante est :

$$C_{pe} = C_{pe,10}$$

Les coefficients de pression extérieurs ( $C_{pe}$ ) pour chaque zone sont fournis dans le tableau suivant :

**Table II.2 Les coefficients de pression extérieurs ( $C_{pe}$ ) pour chaque zone**

| Zone              | A    | B     | C     | D     | E     |
|-------------------|------|-------|-------|-------|-------|
| Aire $\text{m}^2$ | 51,6 | 206,4 | 10,75 | 580,5 | 580,5 |
| Cpe               | -1   | -0,8  | -0,5  | 0,8   | -0,3  |



b.Toiture :

Pour cette direction du vent on a :

$$b=54 \text{ m}, d=25\text{m}, H=12 \text{ m et } e= \min [b, 2H]=24\text{m} \rightarrow e=24\text{m}.$$

On utilise la légende suivante :

**Figure II.3 Légende pour les toitures plates**

➤ **Determination des surfaces :**

|                       |                 |
|-----------------------|-----------------|
| $S_f=14.4\text{m}^2$  | $>10\text{m}^2$ |
| $S_g=100.8\text{m}^2$ | $>10\text{m}^2$ |
| $S_h=545.4\text{m}^2$ | $>10\text{m}^2$ |
| $S_j=129.6\text{m}^2$ | $>10\text{m}^2$ |
| $S_i=545.4\text{m}^2$ | $>10\text{m}^2$ |

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m<sup>2</sup>, donc la formule qui correspond est :

$$C_{pe} = C_{pe10}$$

L'angle du versant de la toiture étant  $\alpha = 5.71^\circ$ , qui se situe dans l'intervalle  $[5^\circ, 150^\circ]$ , il est donc nécessaire d'effectuer des interpolations. Pour la suite, en considérant les aires respectives des zones F, G, H, I et J, nous devons retenir la valeur du coefficient de pression extérieure (Cpe) le plus défavorable.

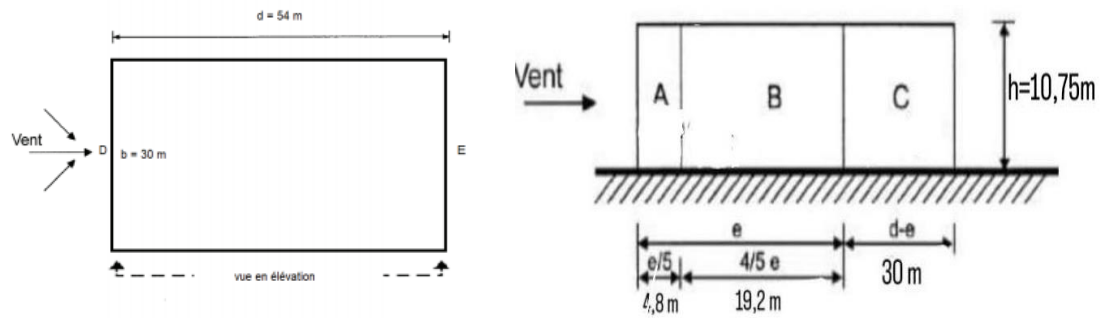
Table II.3 Tableau représentant les valeurs des Cpe pour chaque zone

|                           | $\alpha$ | F       | G       | H       | I       | J       |
|---------------------------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|
|                           |          | Cpe10   | Cpe10   | Cpe10   | Cpe10   | Cpe10   |
| 1                         | 5        | -1,7    | -1,2    | -0,6    | -0,6    | 0,2     |
| 2                         | 5        | 0       | 0       | 0       | -0,6    | -0,6    |
| 3                         | 15       | -0,9    | -0,8    | -0,3    | -0,4    | -1      |
| 4                         | 15       | 0,2     | 0,2     | 0,2     | 0       | 0       |
| Interpolation de 1 avec 3 | 5,71     | -1,6432 | -1,1716 | -0,5787 | -0,5858 | 0,1148  |
| Interpolation de 2 avec 4 | 5,71     | 0,0142  | 0,0142  | 0,0142  | -0,5574 | -0,5574 |

les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  les plus défavorables sont présentés dans le tableau suivant :

Table II.4 Tableau représentant les valeurs les plus défavorables des Cpe pour chaque zone

| Zone                | F       | G       | H       | I       | J      |
|---------------------|---------|---------|---------|---------|--------|
| Aire m <sup>2</sup> | 51,6    | 206,4   | 10,75   | 580,5   | 580,5  |
| Cpe                 | -1,6432 | -1,1716 | -0,5787 | -0,5858 | 0,1148 |



|                   |         |         |         |         |         |
|-------------------|---------|---------|---------|---------|---------|
| <b>Cpe</b>        | 0,0142  | 0,0142  | 0,0142  | -0,5574 | -0,5574 |
| <b>Cpe finale</b> | -1,6432 | -1,1716 | -0,5787 | -0,5858 | -0,5574 |

➤ **Perpendiculaire au pignon  $\theta = 90^\circ$**

a. Parois verticales

Pour cette direction du vent on à :  $b=25\text{ m}$ ,  $d=54\text{ m}$ ,  $h=10.75\text{ m}$  et  $H=12\text{ m}$

Avec :  $e = \min [b, 2H]=24\text{ m} \rightarrow e=24\text{ m}$ .

Et on a :  $d=54\text{ m} > e=24\text{ m}$ .

Donc on utilise la légende suivante :

Figure II.4 Légende pour les parois verticales

➤ **Determination des surfaces :**

|                         |                  |
|-------------------------|------------------|
| $S_A=51.6\text{ m}^2$   | $>10\text{ m}^2$ |
| $S_B=206.4\text{ m}^2$  | $>10\text{ m}^2$ |
| $S_C=322.5\text{ m}^2$  | $>10\text{ m}^2$ |
| $S_D=268.75\text{ m}^2$ | $>10\text{ m}^2$ |
| $S_E=268.75\text{ m}^2$ | $>10\text{ m}^2$ |

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m<sup>2</sup>, donc la formule qui correspond est :

$$C_{pe}=C_{pe10}$$

Les coefficients de pression extérieure ( $C_{pe}$ ) sont présentés dans le tableau suivant :

Table II.5 Tableau représentant les  $C_{pe}$  pour chaque zone

| Zone                | A    | B     | C     | D      | E      |
|---------------------|------|-------|-------|--------|--------|
| Aire m <sup>2</sup> | 51,6 | 206,4 | 322,5 | 268,75 | 268,75 |
| C <sub>pe</sub>     | -1   | -0,8  | -0,5  | 0,8    | -0,3   |

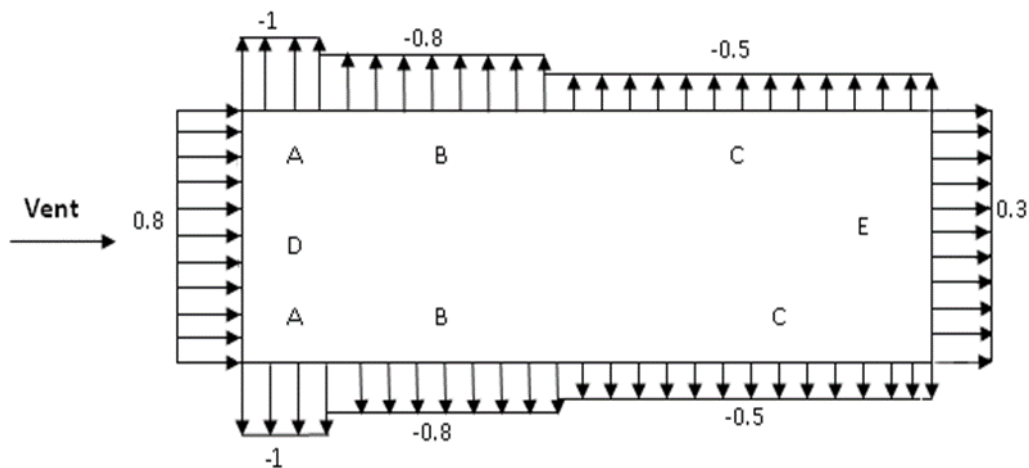


Figure II.5 Représentation des  $C_{pe}$  pour chaque zone

#### b. La toiture:

Pour cette direction du vent on a :

$$b=25 \text{ m}, d=54 \text{ m}, H=12 \text{ m et } e = \min [b, 2H]=24 \text{ m}.$$

On utilise la légende suivante :

Figure II.6 Légende pour la toiture

➤ **Determination des surfaces :**

$$S_F = 14.4 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_G = 15.6 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_H = 120 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

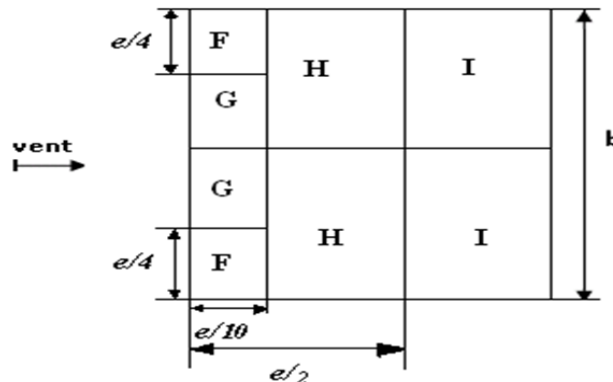
$$S_I = 525 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à  $10 \text{ m}^2$ , donc la formule qui correspond est :

$$C_{Pe} = C_{Pe10}$$

L'angle du versant de la toiture étant  $\alpha = 5.71^\circ$ , qui se situe dans l'intervalle  $[5^\circ, 15^\circ]$ , il est donc nécessaire d'effectuer des interpolations. Pour la suite, en considérant les aires respectives des zones F, G, H, I et J, nous devons retenir la valeur du coefficient de pression extérieure ( $C_{pe}$ ).

Table II.6 Tableau représentant les valeurs des  $C_{pe}$  pour chaque zones



| $\alpha$ | F          | G          | H          | I          |
|----------|------------|------------|------------|------------|
|          | $C_{pe10}$ | $C_{pe10}$ | $C_{pe10}$ | $C_{pe10}$ |
| 5        | -1,6       | -1,3       | -0,7       | -0,6       |
| 15       | -1,3       | -1,3       | -0,6       | -0,5       |
| 5,71     | -1,5787    | -1,3       | -0,6929    | -0,5929    |

Donc les valeurs des  $C_{pe}$  final :

Table II.7 Tableau représentant les valeurs des Cpe retenu pour chaque zones

| Zone                | F       | G    | H       | I       |
|---------------------|---------|------|---------|---------|
| Aire m <sup>2</sup> | 14,4    | 15,6 | 120     | 525     |
| Cpe                 | -1,5787 | -1,3 | -0,6929 | -0,5929 |

En portant les résultats obtenus dans l'équation (I.1) nous avons :

➤ **Perpendiculaire au Long pan  $\theta = 0^\circ$ :**

**Remarque :** Les valeurs du coefficient de pression extérieur est pris en valeurs défavorables suivant l'Eurocode<sup>11</sup> dans le cas de bâtiments fermés avec cloisonnement intérieur et fenêtres ouvrantes, les valeurs extrêmes suivantes peuvent être utilisés :

$$C_{pi} = 0,8 \text{ ou } C_{pi} = -0,5$$

Table II.8 Tableau représentant le récapitulatif des résultats obtenus pour chaque zones dans le cas où le vent est perpendiculaire au Longpan

| Zone | Cpe     | Cpi |      | qp (daN/m <sup>2</sup> ) | Vp+(daN/m <sup>2</sup> ) | Vp-(daN/m <sup>2</sup> ) |
|------|---------|-----|------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| A    | -1      | 0,8 | -0,5 | 89,812                   | -161,6616                | -44,906                  |
| B    | -0,8    | 0,8 | -0,5 | 89,812                   | -143,6992                | -26,9436                 |
| C    | -0,5    | 0,8 | -0,5 | 89,812                   | -116,7556                | 0                        |
| D    | 0,8     | 0,8 | -0,5 | 89,812                   | 0                        | 116,7556                 |
| E    | -0,3    | 0,8 | -0,5 | 89,812                   | -98,7932                 | 17,9624                  |
| F    | -1,6432 | 0,8 | -0,5 | 92,4                     | -225,75168               | -105,63168               |
| G    | -1,1716 | 0,8 | -0,5 | 92,4                     | -182,17584               | -62,05584                |
| H    | -0,5787 | 0,8 | -0,5 | 92,4                     | -127,39188               | -7,27188                 |
| I    | -0,5858 | 0,8 | -0,5 | 92,4                     | -128,04792               | -7,92792                 |
| J    | -0,5574 | 0,8 | -0,5 | 92,4                     | -125,42376               | -5,30376                 |

<sup>11</sup> ENV 1991-2-4-1995, Page 65

➤ **Perpendiculaire au pignon  $\theta = 90^\circ$  :**

**Table II.9** Tableau représentant le récapitulatif des résultats obtenu pour chaque zones dans le cas où le vent est perpendiculaire au pignon

| Zone     | C <sub>pe</sub> | C <sub>pi</sub> |      | q <sub>p</sub> (daN/m <sup>2</sup> ) | V <sub>p</sub> +(daN/m <sup>2</sup> ) | V <sub>p</sub> -(daN/m <sup>2</sup> ) |
|----------|-----------------|-----------------|------|--------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| <b>A</b> | -1              | 0,8             | -0,5 | 89,812                               | -161,6616                             | -44,906                               |
| <b>B</b> | -0,8            | 0,8             | -0,5 | 89,812                               | 143,6992                              | -26,9436                              |
| <b>C</b> | -0,5            | 0,8             | -0,5 | 89,812                               | -116,7556                             | 0                                     |
| <b>D</b> | 0,8             | 0,8             | -0,5 | 89,812                               | 0                                     | 116,7556                              |
| <b>E</b> | -0,3            | 0,8             | -0,5 | 89,812                               | -98,7932                              | 17,9624                               |
| <b>F</b> | -1,5787         | 0,8             | -0,5 | 92,4                                 | -219,79188                            | -99,67188                             |
| <b>G</b> | -1,3            | 0,8             | -0,5 | 92,4                                 | -194,04                               | -73,92                                |
| <b>H</b> | -0,6929         | 0,8             | -0,5 | 92,4                                 | -137,94396                            | -17,82396                             |
| <b>I</b> | -0,5929         | 0,8             | -0,5 | 92,4                                 | -128,70396                            | -8,58396                              |

## II.5. Étude de l'action de la neige

Selon le RNVA 2013<sup>12</sup>, le règlement s'applique à l'ensemble des construction en Algérie situées à une altitude inférieure ou égale à 2000 m.

Dans notre cas l'atelier se situe à 50 m d'altitude, de ce fait on applique le RNVA 2013 pour l'étude de l'action de la neige.

### II.5.1. Calcul des charges de neige

Nous avons la formule<sup>13</sup> suivante :

$$S = \mu \times Sk \quad (\text{II.8})$$

Avec :

$Sk$  : C'est la charge de la neige sur le sol en Kn/m<sup>2</sup>

<sup>12</sup> RNV 2013, Page 18

<sup>13</sup> RNV 2013, Page 18, paragraphe 3.1

$\mu$  : coefficient d'ajustement des charges

#### II.5.1.1. Charge de la neige sur le sol

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

Notre structure est situé à Oued Smar Wilaya **d'Alger** à une altitude de **50 m**; selon le **RNV 2013**<sup>14</sup>, Alger est classé dans **la zone B** et donc la formule est la suivante :

$$S_k = \frac{0,04 \cdot H + 10}{100} \quad (\text{II. 9})$$

$$S_k = 0,12 \text{ Kn/m}^2$$

#### II.5.1.2. Coefficient d'ajustement des charges $\mu$

Les valeurs du coefficient d'ajustement concerne la forme des toitures, pour notre cas la structure est équipé d'une toiture à deux versants chaque versant possède un angle d'inclinaison  $\alpha = 5,71^\circ$

Les coefficients de forme des toitures à deux versants sans obstacles de retenue sont données par le tableau suivant tiré du RNVA 2013<sup>15</sup>

Table II.10 Tableau du coefficient d'ajustement pour toitures à deux versants

| Coefficient d'ajustement des charges Toiture à deux versants   |                                     |                                             |                        |
|----------------------------------------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------------------|------------------------|
| $\alpha$ angle du versant par rapport à l'horizontale ( en ° ) | $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$        | $\alpha \geq 60^\circ$ |
| Coefficient $\mu_1$                                            | 0,8                                 | $0,8 \left( \frac{60 - \alpha}{30} \right)$ | 0                      |

---

<sup>14</sup> RNV 2013, Page 36-40, Annexe 1

<sup>15</sup> RNV 2013, Page 25, paragraphe 6.2.2

Nous avons un angle  $\alpha = 5,71^\circ$  alors :

$$0^\circ \leq \alpha = 5,71^\circ \leq 30^\circ$$

Donc :  $\mu_1 = 0,8$

3 cas se présentent pour la disposition des charges de la neige pour une toiture à deux versants et voici leurs dispositions selon le **RNVA 2013**<sup>16</sup> dans la figure suivante :

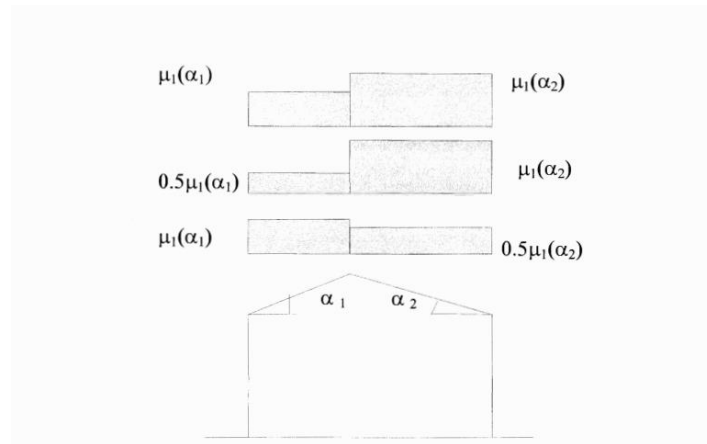


Figure II.7 Représentation des 3 cas de disposition des charges de la neige

➤ Voici donc l'application des 3 cas :

$$\mu_1(\alpha_1) = \mu_1(\alpha_2) = 0,8$$

$$S_1 = \mu \times S_k = 0,8 \times 0,12$$

$$S_1 = 0,096 \text{ Kn/m}^2$$

$$S_2 = 0,5\mu \times S_k$$

$$S_2 = 0,5 \times 0,8 \times 0,01625$$

$$S_2 = 0,048 \text{ Kn/m}^2$$

Voici la représentation des 3 cas :

<sup>16</sup> RNV 2013, Page 25, figure 6

➤ **Cas 1 :**

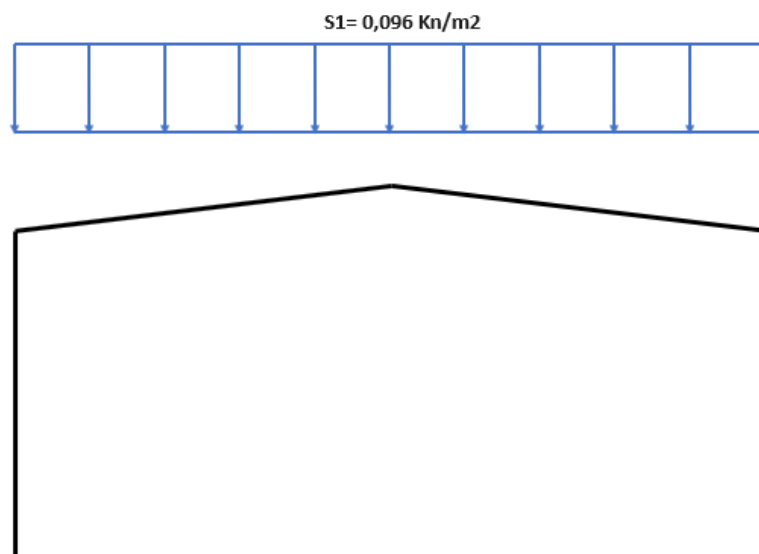


Figure II.8 Représentation du premier cas

➤ **Cas 2 :**

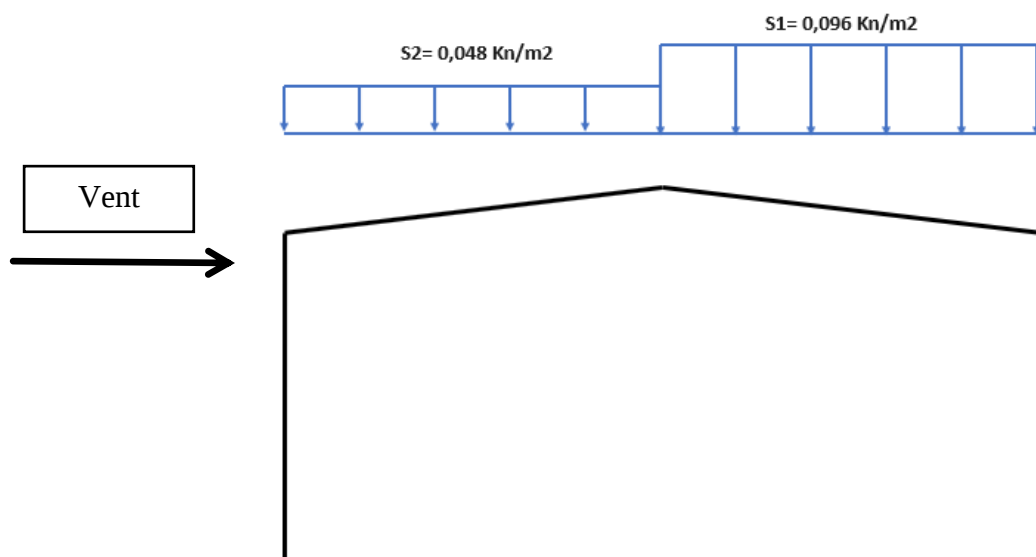


Figure II.9 Représentation du deuxième cas de distribution de la charge N

➤ **Cas 3 :**

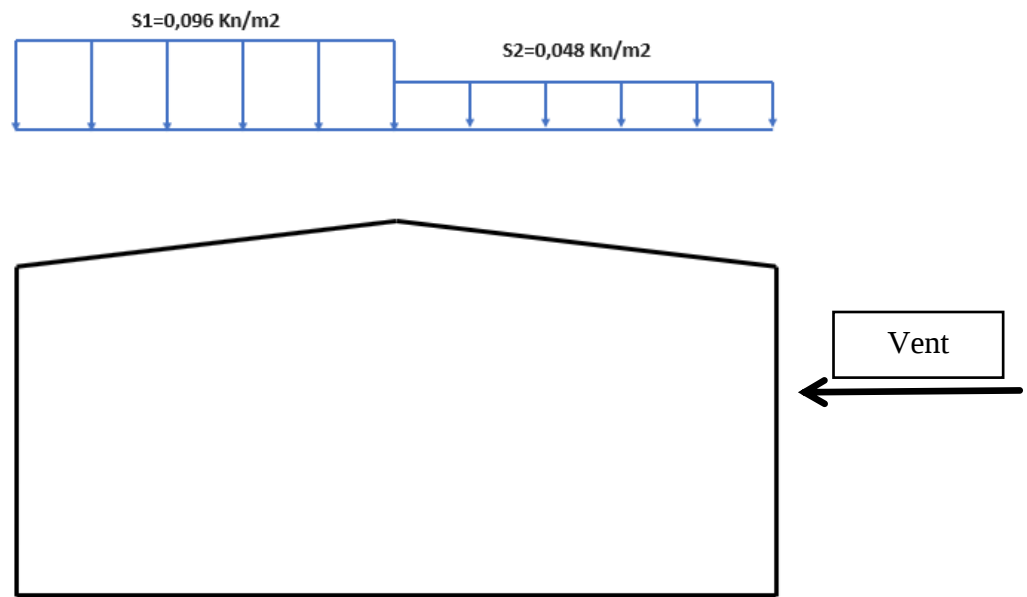


Figure II.10 Représentation du troisième cas

### II.6. Conclusion

Cette étude nous a permis de déterminer les effets dus au vent et à la neige qui sera utilisés par la suite dans le dimensionnement des éléments composants la structure.

**CHAPITRE III**  
**VERIFICATION DES ELEMENTS SECONDAIRES**

## Chapitre III Vérification des éléments secondaires

### III.1.Introduction

Les éléments secondaires sont destinés à transmettre les charges de vent et à assurer la stabilité de l'ensemble de la structure.

Ce sont donc des éléments porteurs secondaires et font partie de l'enveloppe du hall ou du bâtiment.

Leur fonction principale est de transférer l'effet du toit et de la façade aux principaux éléments porteurs.

### III.2.Vérification des Pannes

#### III.2.1.Définition des pannes

Les pannes sont des profilés laminés (à chaud ou à froid).Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faîtage, dans le plan des versants. Compte tenu de la pente des versants de portiques, les pannes sont posées inclinées d'un angle  $\alpha$  et, de ce fait, fonctionnent en flexion déviée.

La fonction des pannes métalliques est de supporter la couverture de toit et de transmettre aux éléments porteurs les charges agissant sur la toiture. Elles ont aussi pour fonction de lier les fermes du bâtiment entre elles afin d'assurer leur stabilité. La panne possède plusieurs noms en fonction de leur position dans la charpente :

- La panne faîtière : située au sommet de la charpente d'un toit à pans
- La panne sablière, fixée en bas de pente
- La panne intermédiaire, située entre la panne faîtière et la panne sablière

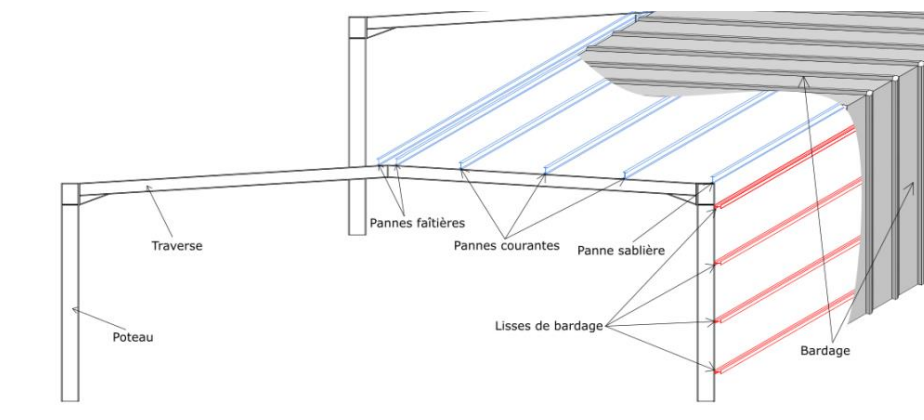


Figure III.1 Schéma montrant la disposition des pannes dans un Hangar

### III.2.2. Methodologie de calcul

- 1) Détermination de la combinaison d'actions la plus défavorable
- 2) Détermination du profilé adéquat qui résistera à la combinaison la plus défavorable trouvée
- 3) Vérification des stabilités de forme
  - a) Vérification à l'ELS de la flèche
  - b) Vérification à l'ELU de la résistance à la flexion déviée
  - c) Vérification à l'ELU de la résistance au déversement

### III.2.3. Pré-dimensionnement des pannes

Pour une première itération du pré-dimensionnement, nous proposons de considérer le profilé IPE160

#### ➤ Les cas de charges qui sollicitent la panne

Avant de procéder au calcul, il est nécessaire de savoir que les charges surfaciques exercées sur les parois d'une construction se transmettent aux éléments porteurs (panne, lisse..) sous forme de charges linéiques, de ce fait nous allons convertir ces charges surfaciques en linéiques, en les multipliant par l'espacement des pannes qui est de 1.23 m.

#### 1. Charges permanentes :

- Couverture et accessoires de pose = 17 Kg/m<sup>2</sup>  
 $17 \times 1.23 = 0,20 \text{ daN/m}$
- Poids propre de la Panne (IPE 160) = 15,8 Kg/m

$$G = 0,209 + 0,158 = 0,36 \text{ KN/m}$$

#### 2. Charge climatique :

On a obtenu la charge du vent la plus défavorable au niveau de la zone F avec  $V = -225,751 \text{ daN/m}^2$ , Néanmoins cette zone est restreinte et la flexion maximale ne se produit pas sur cette zone, afin d'éviter d'excessivement sur dimensionner le profilé, nous considérons la pression du vent obtenu en zone G qui est de  $V = 194,04 \text{ daN/m}^2 = 1,94 \text{ KN/m}^2$

$$V = 1,94 \times 1,23 = 2,38 \text{ KN/m}$$

#### 3. Charge d'entretien :

1Kn placé au premier tiers et au deuxième tiers de la panne, c'est assimilable à deux employées de 100 kg chacun

#### ➤ Les combinaisons à l'ELS

1.  $G + 0,5 N_e = 41,51 \text{ daN/m}$
2.  $G - V = -201,959 \text{ daN/m}$
3.  $G + 0,5 N - 0,6 V = -101,6914 \text{ daN/m}$
4.  $G - V + 0,5 N = -197,159 \text{ daN/m}$

La combinaison qui donne la valeur la plus défavorable est la combinaison numéro 2

Donc :

$$Q_{Ed,ser} = G - V$$

**-Projection sur l'axe zz :**

$$Q_{z,ser} = G \cos \alpha - V$$

$$Q_{z,ser} = -2,02 \text{ KN/m}$$

**-Projection sur l'axe yy :**

$$Q_{y,ser} = G \sin \alpha$$

$$Q_{y,ser} = 0,03 \text{ KN/m}$$

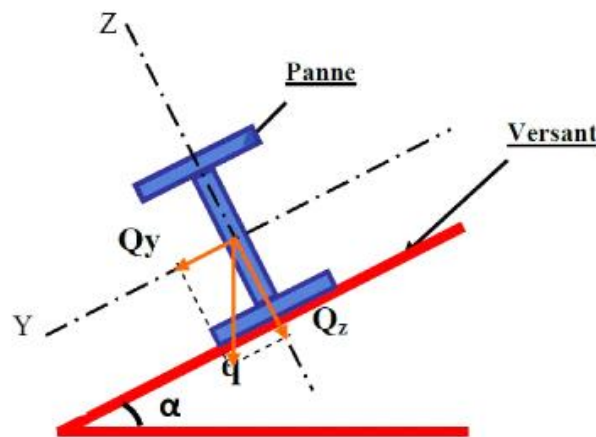


Figure III.2 Schéma explicatif de la projection de la charge Q selon les deux axes

## ➤ Vérification du pré-dimensionnement à l'ELS

Le CCM97<sup>1</sup> recommande de limiter la flèche des poutres des toitures à L/200

$$f_{adm} = \frac{L}{200} \quad (II.1)$$

$$f_{adm} = \frac{6000}{200}$$

$$f_{adm} = 30 \text{ mm}$$

<sup>1</sup> CCM97, page 19, Tableau 4.1

**1.Flèche verticale**

Afin de vérifier la flèche on procède au calcul de la flèche pour une poutre bi-articulée, qui est donner par la formule suivante :

$$f_{ser} = \frac{5}{384} \times \frac{QEd,ser \times L^4}{E \times I_y} \quad (II.2)$$

Table III.1 Données nécessaire pour le calcul de la flèche

| $Q_{Ed,ser} (KN/m)$ | $L (m)$ | $E (Mpa)$         | $I_y (cm^4)$ |
|---------------------|---------|-------------------|--------------|
| 2,02                | 6       | $2,1 \times 10^5$ | 869          |

Nous obtenons ainsi :

$$f_{ser} = 18,7 \text{ mm}$$

On constate alors que :

$$f_{ser} < f_{adm}$$

**NB :** Dans ce cas nous n'avons pas pris la neige en considération, car nous avons pris la charge du vent qui est perpendiculaire au pignon, ce qui implique que la neige est négligeable.

**2.Flèche horizontale**

$$f_{ser} = \frac{5}{384} \times \frac{QEd,ser \times L^4}{E \times I_y}$$

Avec :

$$QEd,ser = G \sin \alpha + 0,5 \times Ne \sin \alpha$$

$$QEd,ser = 0,041 \text{ KN/m}$$

Alors :

$$f_{ser} = 0,4 \text{ mm}$$

**3.Flèche totale**

$$f_{tot} = \sqrt{(18,7)^2 + (0,4)^2}$$

$$f_{tot} = 18,7 \text{ mm} < 30 \text{ mm}$$

✓ **La flèche est vérifiée**

➤ **Vérification de la résistance à l'ELU**

**1. Les combinaisons d'actions à l'ELU**

1.  $1,35 G - 1,5 V + 0,75 N = -626,895 \text{ daN/m}$
2.  $1,35G + 1,5 N - 0,9V = -317,835 \text{ daN/m}$
3.  $1,35G - 1,5 V = -644,895 \text{ daN/m}$
4.  $1,35 G + 1,5 N = 118,755 \text{ daN/m}$

Nous constatons que la combinaison numéro 3 donne la valeur la plus défavorable  
Alors :

$$Q_{Ed} = 1,35 G - 1,5 V$$

**-Projection sur zz :**

$$Q_{z,ed} = 1,35 G \cos \alpha - 1,5 V$$

|                                                    |
|----------------------------------------------------|
| <b><math>Q_{z,ed} = -3,687 \text{ KN/m}</math></b> |
|----------------------------------------------------|

Et pour ce chargement sur une poutre bi-articulée nous avons le moment fléchissant suivant :

$$M_{y,Ed} = \frac{Q_{z,ed} \times L^2}{8}$$

|                                                   |
|---------------------------------------------------|
| <b><math>M_{y,Ed} = 13,89 \text{ KN.m}</math></b> |
|---------------------------------------------------|

**-Projection sur yy :**

$$Q_{y,ed} = 1,35 G \sin \alpha$$

|                                                    |
|----------------------------------------------------|
| <b><math>Q_{y,ed} = 0,0493 \text{ KN/m}</math></b> |
|----------------------------------------------------|

Avec le moment fléchissant dû à cette charge comme suit :

$$M_{z,Ed} = \frac{Q_{y,ed} \times L^2}{8}$$

|                                                  |
|--------------------------------------------------|
| <b><math>M_{z,Ed} = 0,22 \text{ KN.m}</math></b> |
|--------------------------------------------------|

**2.Vérification de résistance à la flexion déviée :**

Le CCM97<sup>2</sup> recommande de vérifier la résistance à la flexion déviée à l'aide de la formule suivante :

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (\text{III. 3})$$

Avec :  $\alpha = 2$  ;  $\beta = 1$  car ces coefficient dépend de la nature des éléments étudiés et comme on une section en I alors les valeurs sont comme cités

On obtient les résultats suivants :

**Table III.2 Résultats obtenus pour la formule (III.3)**

| $M_{y,Ed} (KN.m)$ | $M_{pl,y,rd} (KN.m)$ | $M_{z,Ed} (KN.m)$ | $M_{pl,z,rd} (KN.m)$ |
|-------------------|----------------------|-------------------|----------------------|
| 13,89             | 31                   | 0,22              | 6,52                 |

Alors :

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,rd}} \right]^\beta = 0,23 < 1 \quad \left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,rd}} \right]^\beta = 0,53 < 1$$

✓ **La flexion déviée est vérifiée**

**3.Interaction Effort Tranchant-Moment fléchissant :**

Le CCM97<sup>3</sup> recommande de vérifier si il y a interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant et cela en calculant la relation suivante :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,rd}} \leq 0,5$$

Pour une flexion autour de l'axe y-y :

$$V_{z,Ed} = \frac{Q_{z,ed} \times L}{2}$$

Avec :  $Q_{z,ed} = 368,7 \text{ daN/m}$  et  $L = 6 \text{ m}$

On obtient :

|                                                  |
|--------------------------------------------------|
| <b><math>V_{z,Ed} = 110,61 \text{ KN}</math></b> |
|--------------------------------------------------|

<sup>2</sup> CCCM97, page 68, formule (5.35)

<sup>3</sup> CCM97, page 70, titre 5.4.9, paragraphe (2)

### CHAP III VERIFICATION DES ELEMENTS SECONDAIRES

La valeur de la résistance plastique au cisaillement<sup>4</sup> est donné par la formule suivante :

$$V_{pl,z,rd} = \frac{A_{vz} \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M_0}}$$

Où :  $A_{vz}$  est l'aire de cisaillement<sup>5</sup>, donné par :

$$A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f$$

Table III.3 Caractéristiques géométrique du profilé

| A (cm <sup>2</sup> ) | b (mm) | t <sub>f</sub> (mm) | t <sub>w</sub> (mm) | r (mm) |
|----------------------|--------|---------------------|---------------------|--------|
| 20,1                 | 82     | 7,4                 | 5                   | 9      |

Ainsi :  $A_{vz} = 966,6 \text{ mm}^2$

D'où :

$$V_{pl,z,rd} = 139,517 \text{ KN}$$

On obtient alors :

$$\frac{V_{z,ed}}{V_{pl,z,rd}} = 0,07 < 0,5$$

✓ **On a donc pas d'interaction**

#### 4. Vérification du déversement

➤ Élancement géométrique et l'élancement théorique

$$\lambda_{LT} = \frac{L_d / i_z}{\sqrt{C_1} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{L_d / i_z}{h / t_f} \right]^2 \right]^{0,25}} \quad (\text{III.4})$$

On a :  $C_1$  : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement<sup>6</sup>

D'où :  $C_1 = 1,132$

Table III.4 Caractéristiques géométrique du profilé

| i <sub>z</sub> (mm) | h (mm) | t <sub>f</sub> (mm) |
|---------------------|--------|---------------------|
| 18,4                | 160    | 7,4                 |

<sup>4</sup> CCM97, Page 64, formule 5.20

<sup>5</sup> CCM97, Page 64, paragraphe 2

<sup>6</sup> CCM97, Page 143, Tableau B.1.1

Nous obtenons alors :

$$\lambda_{it} = 163,41$$

L'élanement théorique :  $\lambda_1 = 93,9\xi$ , avec :  $\xi = 0,92$   $\xi = 0,92$

Alors :

$$\lambda_1 = 86,4$$

Ainsi :

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{it}}{\lambda_1} = 1,89 > 0,4$$

On a alors risque de déversement, il est donc nécessaire de calculer  $M_{b,rd}$

Alors :

$$M_{b,rd} = \chi_{Lt} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (III.5)$$

Où :

$\chi_{Lt}$ : le coefficient de réduction pour le déversement obtenu suivant la formule<sup>7</sup> :

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{\phi_{Lt} + \left[ \phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2 \right]^{1/2}}$$

(III.6)

$$\text{Avec :} \quad \phi_{Lt} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{Lt} \left( \bar{\lambda}_{lt} - 0,2 \right) + \bar{\lambda}_{lt}^2 \right] \quad (III.7)$$

Et :  $\alpha_{LT} = 0.21$  pour les profils laminés.<sup>8</sup>

Alors :

$$\phi_{Lt} = 2,46$$

Ainsi :

$$\chi_{Lt} = 0,23 \leq 1$$

On obtient alors :

$$M_{bRd} = 718,17 \text{ KN.m}$$

➤ Critères de vérification du déversement :

$$\frac{k_{LT} \cdot M_{y,Ed}}{M_{bRd}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Ed}}{W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (III.8)$$

---

<sup>7</sup> CCM97, Page 80, formule (5.49)

<sup>8</sup> CCM97, Page 80, paragraphe (3)

**Table III. 5 Résultats obtenus**

| $M_{yEd}(KN.m)$ | $M_{zEd}(KN.m)$ | $W_{plz}(cm^3)$ |
|-----------------|-----------------|-----------------|
| 13,89           | 0,22            | 26,1            |

Alors :

$$0,01+0,034 = 0,044 < 1$$

- ✓ **Condition est vérifié.**
- ✓ **Le profilé IPE160 est donc retenu pour les pannes**

### III.3.Vérification des Lisses

#### III.3.1.Définition des Lisses

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou des profilés minces pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires.

L'entraxe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

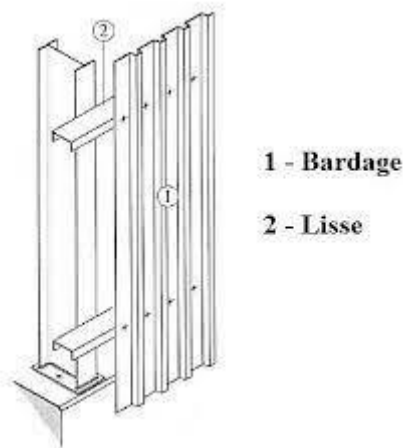


Figure III.3 Représentation de la disposition des lisses au niveau d'un hangar

#### III.3.2.Methodologie de calcul

- 1) Détermination de la combinaison d'actions la plus défavorable
- 2) Détermination du profilé adéquat qui résistera à la combinaison la plus défavorable trouvée
- 3) Vérification des stabilités de forme
  - a) Vérification à l'ELS de la flèche
  - b) Vérification à l'ELU de la résistance à la flexion déviée
  - c) Vérification à l'ELU de la résistance au déversement

#### III.3.3.Pré dimensionnement des lisses

Pour une première itération du pré-dimensionnement, nous proposons de considérer le profilé UPN160

##### 1.Les cas de charges qui sollicitent la lisse

###### ➤ Charges permanentes :

- a. Bardage LL35 :  $10,9 \text{ kg/m}^2$   
 $10,9 \times 1,2 = 0,13 \text{ KN/m}$
- b. Accessoire de pose :  $3 \text{ Kg/m}^2$   
 $3 \times 1,2 = 0,036 \text{ KN/m}$

c. Poids propre de la lisse UPN160 : 18,8 Kg/m

Donc la charge permanente totale est égale à :

$$G = 0,13 + 0,036 + 0,18$$

$$G = 0,35 \text{ KN/m}$$

➤ Les charges climatique

Sur la zone A, nous avons une pression aérodynamique de 1,616 KN/m<sup>2</sup>

D'où :  $V = 1,616 \times 1,2$

$$V = 1,93 \text{ KN/m}$$

➤ **Vérification de la flèche à l'ELS**

$$Q_{Ed\_ser} = G + V$$

**-Projection sur z-z :**

$$Q_{z\_ser} = V = 1,93 \text{ KN/m}$$

**-Projection sur y-y :**

$$Q_{y\_ser} = G = 0,35 \text{ KN/m}$$

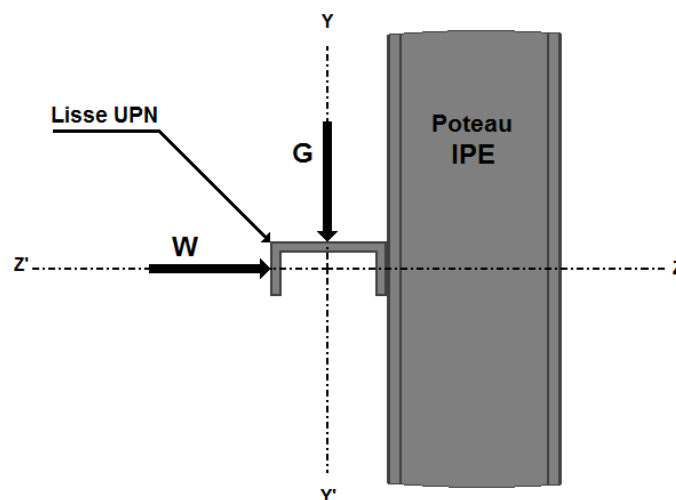


Figure III.4 Représentation des sollicitations sur les lisses

**1.Flèche horizontale (due au vent )**

$$f_{adm} = \frac{L}{200}$$

$$f_{adm} = \frac{6000}{200}$$

$f_{adm} = 30 \text{ mm}$

Dans le cas d'une poutre bi articulée et chargée uniformément la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_{ser-z} = \frac{5}{384} \times \frac{QE_{dz,ser} \times L^4}{E \times I_y}$$

**Table III.6 Données nécessaire pour le calcul de la flèche**

| $QZ_{Ed,ser}$ (KN/m) | L (m) | E ( Mpa)          | $I_y$ (mm <sup>4</sup> ) |
|----------------------|-------|-------------------|--------------------------|
| 1,93                 | 6     | $2,1 \times 10^5$ | $925.10^4$               |

Nous obtenons ainsi :

$f_{ser-z} = 16,85 \text{ mm}$

$$f_{ser-z} < f_{adm}$$

✓ **La flèche horizontale est donc vérifiée**

**2.Flèche verticale ( due au poids propre )**

$$f_{adm} = \frac{L}{200}$$

$$f_{adm} = \frac{6000}{200}$$

$f_{adm} = 30 \text{ mm}$

Dans le cas d'une poutre bi articulée et chargée uniformément la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_{ser-y} = \frac{5}{384} \times \frac{QE_{dy,ser} \times L^4}{E \times I_z}$$

Table III.7 Données nécessaire pour le calcul de la flèche

| $Q_{yEd,ser}$ (KN/m) | L (m) | E ( Mpa)          | Iz (mm <sup>4</sup> ) |
|----------------------|-------|-------------------|-----------------------|
| 0,35                 | 6     | $2,1 \times 10^5$ | $85,3 \cdot 10^4$     |

$$f_{ser-y} = 33,42 \text{ mm} > 30 \text{ mm}$$

### La flèche verticale n'est pas vérifiée dans le plan perpendiculaire à l'âme

La flèche étant trop forte, il faut disposer **des suspentes à mi-portée** de la lisse pour créer un appui intermédiaire. Dans ce cas la lisse fonctionne en continuité sur 3 appuis et la flèche est réduite à :

$$f_{ser-y} = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{Edy,ser} \times \left(\frac{L}{2}\right)^4}{E \times I_z}$$

Ce qui donne :

$$f_{ser-y} = 2,089 \text{ mm}$$

Pour la flèche admissible suivante :

$$f_{adm} = \frac{\frac{L}{2}}{200}$$

$$f_{adm} = \frac{3000}{200}$$

$$f_{adm} = 15 \text{ mm}$$

Alors :

$$f_{ser-y} < f_{adm}$$

✓ La flèche verticale est vérifiée

### 3.La flèche totale

$$f_{tot} = \sqrt{(f_{ser-z})^2 + (f_{ser-y})^2}$$

$$f_{tot} = \sqrt{(16,85)^2 + (2,089)^2}$$

$$f_{tot} = 18,939 < 30 \text{ mm}$$

✓ La flèche totale est vérifiée

➤ **Vérification des instabilités à ELU****1. Classification du profilé**

Table III.8 Caractéristiques géométrique du profilé UPN160

| b (mm) | t <sub>f</sub> (mm) | t <sub>w</sub> (mm) | d(mm) |
|--------|---------------------|---------------------|-------|
| 65     | 10,5                | 7,5                 | 115   |

➤ Semelle comprimée

$$\frac{b}{t_f} = 6,19 < 10\xi = 10 \times 0,92 = 9,2$$

La semelle est donc de **classe 1**

➤ Âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} = 15,33 < 72\xi = 72 \times 0,92 = 66,24$$

Âme de **classe 1**

✓ **On déduit donc que le profilé est de classe 1**

**2. Les combinaisons d'actions à l'ELU**

$$Q_{ed} = 1,35G + 1,5V$$

**-Projection sur zz :**

$$Q_{z-ser} = 1,5 V = 1,5 \times 1,94$$

$$Q_{z-ser} = 2,90 \text{ KN/m}$$

Et pour ce chargement sur une poutre bi-articulée nous avons le moment fléchissant suivant :

$$M_{y,Ed} = \frac{Q_{z,ed} \times L^2}{8}$$

$$M_{y,ed} = 13,09 \text{ KN.m}$$

**-Projection sur yy :**

$$Q_{y-ser} = 1,35G = 1,35 \times 0,35$$

$$Q_{y-ser} = 0,47 \text{ KN/m}$$

Et pour ce chargement sur une poutre bi-articulée nous avons le moment fléchissant suivant :

$$M_{z,Ed} = \frac{Q_{z,ed} \times \frac{L^2}{2}}{8}$$

$$M_{z,ed} = 0,53 \text{ KN.m}$$

### 3. Vérification de la flexion déviée

$$\left( \frac{M_{y,ed}}{M_{ply,rd}} \right) + \left( \frac{M_{z,ed}}{M_{plz,rd}} \right) < 1$$

Table III.9 Résultats obtenus

| $M_{y,Ed} (daN.m)$ | $M_{pl,y,rd} (daN.m)$ | $M_{z,Ed} (daN.m)$ | $M_{pl,z,rd} (daN.m)$ |
|--------------------|-----------------------|--------------------|-----------------------|
| 1309,446           | 3450                  | 53,88              | 880                   |

Ainsi :

$$\left( \frac{M_{y,ed}}{M_{ply,rd}} \right) + \left( \frac{M_{z,ed}}{M_{plz,rd}} \right) = 0,379 + 0,061 = 0,44 < 1$$

✓ **Flexion déviée vérifiée**

### 4. Vérification du déversement

➤ Élancement géométrique et l'élancement théorique

$$\lambda_{LT} = \frac{L_d / i_z}{\sqrt{C_1} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{L_D / i_z}{h / t_f} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

On a :

- $C_1 = 1,132$

$$\bullet \quad i_{LT} = \sqrt{\frac{I_z}{A-0,5 \cdot t_w \cdot h_s}} \quad \rightarrow i_{LT} = 21,5 \text{ mm}$$

Nous obtenons alors :

$$\lambda_{LT} = 109,6$$

$$\bullet \quad \text{L'élancement théorique : } \lambda_1 = 93,9\xi, \text{ avec : } \xi = 0,92 \quad \xi = 0,92$$

Alors :

$$\lambda_1 = 86,4$$

Ainsi :

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} = 1,268 > 0,4$$

➤ On a alors risque de déversement, il est donc nécessaire de calculer  $M_{b,rd}$

Donc suivant :

$$M_{b,rd} = \chi_{Lt} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

On obtient :

$$\boxed{M_{bRd} = 16,56 \text{ KN.m}}$$

➤ Critères de vérification du déversement

$$\frac{k_{LT} \cdot M_{y,Ed}}{M_{bRd}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Ed}}{W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Table III.10 Récapitulatif des résultats

| $M_{yEd} (KN.m)$ | $M_{zEd} (KN.m)$ | $W_{plz} (cm^3)$ |
|------------------|------------------|------------------|
| 13,09            | 0,53             | 138              |

Nous avons alors :

$$0,79 + 0,0156 = 0,805 < 1$$

**5.Interaction Effort Tranchant-Moment fléchissant**

Le CCM97 recommande de vérifier si il y a interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant et cela en calculant la relation suivante :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,rd}} \leq 0,5$$

Pour une flexion autour de l'axe y-y :

$$V_{z,Ed} = \frac{Q_{z,ed} \times L}{2}$$

Avec :  $Q_{z,ed} = 2,90 \text{ KNet}$   $L = 6 \text{ m}$

On obtient :

$$V_{z,Ed} = 8,72 \text{ KN}$$

La valeur de la résistance plastique au cisaillement est donné par la formule suivante :

$$V_{pl,z,rd} = \frac{A_{vz} \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M_0}}$$

Où  $A_{vz}$  est l'aire de cisaillement, donné par :

$$A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f$$

**Table III.11 Caractéristiques du profilé**

| A (cm <sup>2</sup> ) | b (mm) | t <sub>f</sub> (mm) | t <sub>w</sub> (mm) | r (mm) |
|----------------------|--------|---------------------|---------------------|--------|
| 24                   | 65     | 10,5                | 7,5                 | 8      |

Ainsi :  $A_{vz} = 1281,75 \text{ mm}^2$

D'où :

$$V_{pl,z,rd} = 184,99 \text{ KN}$$

On obtient alors :

$$\frac{V_{z,ed}}{V_{pl,z,rd}} = 0,047 < 0,5$$

- ✓ **On a donc pas d'interaction.**
- ✓ **Le profilé UPN160 est donc retenu pour les lisses.**

### III.4. vérification des Potelets

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou H destinés à rigidifier la clôture et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la nature de la construction.

Les potelets travaillent en Flexion composée.

- Ils sont sollicités par une flexion causé par la sollicitation du vent
- Et en compression sous effet du poids propre du profilé ainsi que le poids du bardage et le poids des lisses.

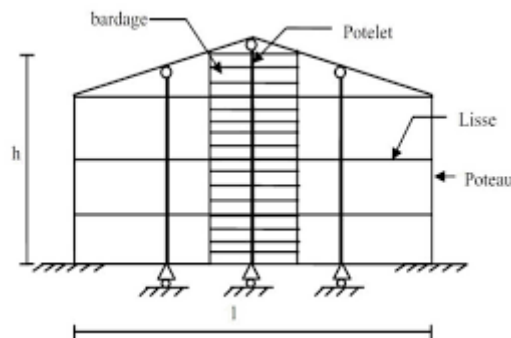


Figure III.5 Représentation des potelets au niveau d'un hangar en charpente métallique

#### III.4.1.Pré dimensionnement des potelets

- Les potelets sont articulés en pied et simplement appuyés en tête.
- L'écartement entre les potelets :  $d = 5 \text{ m}$
- Hauteur de potelets :  $L = 11,75 \text{ m}$

Pour une première itération du pré-dimensionnement, nous proposons de considérer le profilé IPE360

#### III.4.2.1.Les cas de charges qui sollicitent les potelets

##### ➤ Charges Permanentes :

- Poids propre des lisses de bardage UPN160 :  $0,1889 \times 5 \times 10 = 9,45 \text{ KN}$
- Poids propre de bardage (panneau sandwich.TL 35) :  $0,12 \times 5 \times 11,75 = 8,16 \text{ KN}$
- Poids propre de potelet IPE360 :  $0,571 \times 11,75 = 6,7 \text{ KN}$

Poids total :  **$G = 24,31 \text{ KN}$**

##### ➤ Charges climatique

La charge climatique suivant le pignon est égale à :

$$V = 1,61 \text{ Kn/m}^2$$

Pour obtenir une charge linéique nous avons :

$$V = 1,61 \times 5 = 8,05 \text{ KN/m}$$

### III.4.2.2. Combinaisons des charges

#### ➤ L'état limite ultime ELU

-Suivant z-z

$$Q_{ed,z} = 1,5 \times W = 1,5 \times 8,05 = 12,075 \text{ KN/m}$$

-Suivant yy'

$$Q_{ed,y} = 1,35 \times G = 1,35 \times 24,31 = 32,82 \text{ KN}$$

#### ➤ L'état limite de service ELS

-Suivant zz

$$Q_{ed,z} = 8,05 \text{ KN/m}$$

-Suivant yy

$$Q_{ed,y} = 24,31 \text{ KN}$$

#### ➤ Classification de la section

Voici ci dessous les caractéristiques nécessaire pour la classification de la section du profilé :

Table III.12 Caractéristiques géométriques du profilé IPE360

| b (mm) | t <sub>w</sub> (mm) | t <sub>f</sub> (mm) | d(mm) |
|--------|---------------------|---------------------|-------|
| 170    | 8                   | 12,7                | 298,6 |

-Semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = 6,69 < 10\xi = 10 \times 0,92 = 9,2$$

La semelle est donc de **classe 1**

-Âme comprimée

$$\frac{d}{t_w} = 37,32 < 72\xi = 72 \times 0,92 = 66,24$$

Âme de **classe 1**

✓ **On déduit donc que le profilé est de classe 1**

**III.4.2.3. Vérification à L'ELS****➤ Vérification de la flèche**

On vérifie la condition suivante :

$$f_{ser} < f_{adm}$$

Afin de vérifier la flèche on procède au calcul de la flèche pour une poutre bi-articulée, qui est donner par la formule suivante :

$$f_{ser} = \frac{5}{384} \times \frac{QEd,ser \times L^4}{E \times I_y}$$

**Table III.13 Données nécessaire pour le calcul de la flèche**

| $Q_{Edz,ser} (KN/m)$ | $L (m)$ | $E (Mpa)$         | $I_y (cm^4)$ |
|----------------------|---------|-------------------|--------------|
| 8,05                 | 11,75   | $2,1 \times 10^5$ | 16270        |

Nous obtenons alors :

$$f_{ser} = 0,056 \text{ m}$$

Et :  $f_{adm} = 0,0587 \text{ m}$

Alors :

$$f_{ser} < f_{adm}$$

✓ **La flèche est donc vérifiée**

**III.4.2.4. Vérification à L'ELU****1. Vérification de la résistance de la section transversale****➤ Vérification du moment fléchissant**

La condition de vérification est la suivante<sup>9</sup> :

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,rd}} \leq 1$$

Où :

$M_{N,y,rd}$  : est le moment résistant plastique de calcul réduit par la prise en compte de l'effort axial.

<sup>9</sup> CCM97, Page 66, formule (5.23)

Nous avons selon le CCM97<sup>10</sup> :

$$M_{N,y,rd} = M_{pl,rd} \cdot \left( \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{pl,rd}}}{1 - 0,5 \cdot \alpha} \right)$$

Avec :  $M_{N,y,rd} \leq M_{pl,rd}$

- $M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019 \times 10^3 \times 275}{1,1} = 254,75 \text{ KN.m}$
  - $N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7270 \times 275}{1,1} = 1817,5 \text{ KN}$
  - $\alpha = \min \left[ \frac{A_w}{A}; 0,5 \right]$  avec :  $A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 7270 - 2 \times 170 \times 12,7 = 2952 \text{ mm}^2$
- Alors :  $\alpha = \min [0,4; 0,5] = 0,4$

$$M_{N,y,rd} = 316,32 \text{ KN.m}$$

Nous avons aussi :

$$M_{y,Ed} = \frac{Q_{uz} \times l^2}{8}$$

$$M_{y,Ed} = 208,38 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,rd}} = 0,65 < 1$$

✓ La condition est donc vérifiée

## 2. Vérification de la résistance aux instabilités

### ➤ Vérification de la résistance au flambement

D'après le CCM97, le critère<sup>11</sup> de vérification au flambement est le suivant :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{\frac{K_y \cdot M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot f_y}}{\gamma_{M1}} + \frac{\frac{K_z \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_y}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

Avec :

$M_{z,Ed} = 0$  car nous n'avons pas de moment fléchissant autour de z-z  
 $\gamma_{M1} = 1,1$

<sup>10</sup> CCM97, Page 67, formule (5.25)

<sup>11</sup> CCM97, Page 82, formule (5.51)

- Calcul du coefficient de réduction  $\chi_{min}$  :

Suivant CCM97, nous avons la formule<sup>12</sup> suivante :

$$\chi_{min} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

#### 1.Élancement $\lambda$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

$l_f$  : longueur de flambement

$i$  : rayon de giration

-Pour l'axe z-z :  $l_f=L_z= 1,2$  m

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{1,2}{37,9} = 31,66$$

-Pour l'axe y-y :  $l_f=L_y=11,75$  m

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{11,75}{150} = 78,33$$

#### 2.Calcul de $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$ :

-Pour l'axe z-z :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A}$$

La section est de classe 1 alors :  $\beta_A = 1$  avec :  $\lambda_1=93,9$ .  $\xi$  et  $\xi = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$ , donc :

$$\lambda_1=86,38$$

Alors :

$$\bar{\lambda}_z = 0,36 > 0,2$$

**Il y'a risque de flambement sur z**

-Pour l'axe y-y :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A}$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,9 > 0,2$$

**Il y'a risque de flambement sur y**

---

<sup>12</sup> CCM97,Page 74, formule (5.46)

### 3. Calcul de $\phi$ :

Nous avons la formule suivante :

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

Avec :

$\alpha$  : facteur d'imperfection<sup>13</sup>

Pour le choix de la courbe de flambement correspondant au profilé IPE360, nous avons :

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2,11 \geq 1,2 \text{ et } t_f = 12,7 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

Table III.14 Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 360

| Axe de flambement | Courbe de flambement | Facteur de d'imperfection $\alpha$ |
|-------------------|----------------------|------------------------------------|
| y-y               | a                    | $\alpha = 0,21$                    |
| z-z               | b                    | $\alpha = 0,34$                    |

Ainsi :

- $\phi_z = 0,592$
- $\phi_y = 0,978$

Alors :

$$\chi_{min} = \min(\chi_z ; \chi_y)$$

- $\chi_z = 3,59$
- $\chi_y = 0,74$

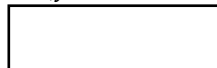
Donc :

$$\chi_{min} = \chi_y = 0,74$$

### 4. Calcul de $k_y$ et $\mu_y$

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

$$\text{Avec : } \mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left[ \frac{W_{ply} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right] = -1,14$$



<sup>13</sup> CCM97, Page 75, tableau 55.1

$$k_y = 1,02$$

Ainsi :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{\frac{K_y \cdot M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot f_y}}{\gamma_{M1}} + \frac{\frac{K_z \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_y}}{\gamma_{M1}} = 0,94 < 1$$

- ✓ La résistance au flambement est donc vérifiée
- ✓ Le profilé IPE360 est retenu pour les potelets

### III.5. Conclusion

L'étude que nous avons menée nous a permis de déterminer la nature des profilés des éléments secondaires, qui devront résister aux différentes sollicitations et voici Les profilés qui ont été retenus après les vérifications pour différents éléments :

- Les pannes : **IPE 160**
- Les lisses de bardages : **UPN 160**
- Les potelets : **IPE 360**

# **CHAPITRE IV**

## **ETUDE DE PLANCHER**

## Chapitre IV Étude de plancher

### IV.1. Introduction

Les planchers collaborant relèvent de la construction mixte car ils combinent les caractéristiques techniques intéressantes de l'acier et du béton.

L'acier est un excellent matériau pour travailler en traction et le béton un excellent matériau pour une sollicitation en compression. Les tôles en acier profilé à froid, appelées aussi bacs acier et à l'aide des connecteurs, rendent solidaires la dalle béton et le métal qui participent (collaborent) ensemble à la résistance composite du plancher, d'où l'appellation de planchers collaborant. Ils s'utilisent pour la construction de planchers dans des domaines aussi variés que les bureaux, les logements, les bâtiments industriels, les parkings, les hôpitaux, les constructions scolaires, les maisons individuelles tant dans la construction neuve que dans la réhabilitation.

### IV.2. Définition

Le plancher collaborant est un plancher mixte béton-acier. Il est constitué de bacs acier en tôle mince nervurés utilisés en guise de coffrage, d'armatures et d'une dalle en béton coulée sur place. L'acier et le béton collaborent pour offrir une résistance et une capacité portante élevée. En effet, l'acier particulièrement ductile, offre une excellente résistance à la traction, tandis que le béton bénéficie d'une très bonne résistance à la compression.

Etant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement, nous allons développer la méthode de calcul de ce type de plancher.

méthode  
ce type

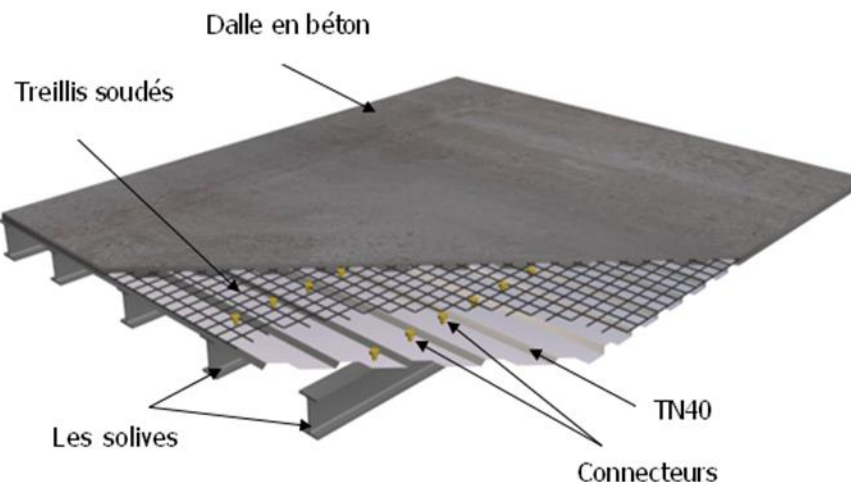


Figure IV.1 Les éléments du plancher collaborant

### IV.3. Disposition des solives

Pour tous les planchers de notre ouvrage, les poutrelles sont disposées dans chaque trame de 6 poutrelles (solives) avec :

- La distance entre les solives est  $d=1\text{m}$ .
- La longueur de solives est  $l= 6 \text{ m}$ .

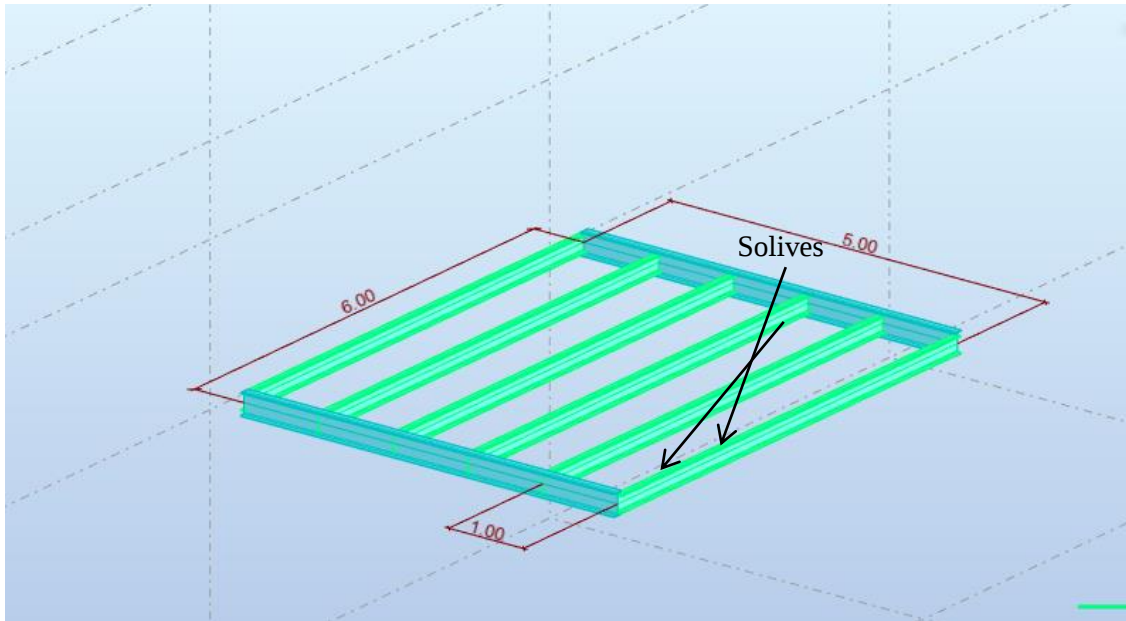


Figure IV.2 Représentation de la disposition des solives sur le logiciel Robot Structural Analysis

### IV.4. Caractéristiques des éléments constructifs

#### ➤ L'acier

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

- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal)  $\rightarrow E_a = 21.10^4 \text{ Mpa}$
- La limite élastique de traction  $\rightarrow f_y = 275 \text{ Mpa}$
- La limite élastique de cisaillement  $\rightarrow \tau_e = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 158,77 \text{ Mpa}$

#### ➤ Béton :

Pour les planchers, on utilise un béton **C25/30** d'épaisseur **e=10cm** qui ont les caractéristiques suivantes :

- La résistance caractéristique à la compression  $\rightarrow f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- La masse volumique  $\rightarrow \rho = 2500 \text{ Kg/m}^3 = 25 \text{ KN/m}^3$

- Le coefficient de retrait du béton  $\rightarrow \epsilon = 2.10^{-4}$

## IV.5. Vérification au stade de montage

### IV.5.1. Dimensionnement de la solive

#### ➤ Évaluation des charges

- Charges permanente :

-Poids de la dalle en béton armé :  $G_1 = \rho \cdot e = 2500 \times 0,1 \dots\dots\dots G_1 = 2,5 \text{ KN/m}^2$

-Poids de la tôle (TN40) + accessoire :  $\dots\dots\dots G_2 = 0.147 \text{ KN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2) \times d = (2.5 + 0.147) \times 1 = 2,647 \text{ KN/m}$$

$G = 2,647 \text{ KN/m}$

- La flèche admissible :

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

Dans le cas d'une poutre bi articulée et chargée uniformément, la flèche est donnée par :

$$f_{max} = \frac{5q_s l^4}{384EI_y}$$

La condition de vérification :

$$F_{max} \leq f_{adm}$$

$$\frac{5ql^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250} \frac{L}{250}$$

Donc :

$$I_y \geq \frac{5ql^3 250}{384E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 2647 \times 250 \times 6^3}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$I \geq 886,272 \text{ cm}^4$

✓ Alors nous choisissons **IPE200** avec un moment d'inertie de  **$I_y = 1943 \text{ cm}^4$**

## IV.5.2. Évaluation des charges du plancher

➤ Les charges permanentes G :

- Poids de la dalle en béton arme:  $G_1 = \rho \cdot e = 2500 \times 0,1 \dots\dots\dots G_1 = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Poids de la tôle (TN40) + accessoire  $\dots\dots\dots G_2 = 0.147 \text{ kN/m}^2$
- Poids de solive IPE200  $\dots\dots\dots P = 22,4 \text{ kg/m}$

$$G = (G_1 + G_2) \times d + P = (2.5 + 0.147) \times 1 + 0.224 = 2,871 \text{ kN/m}$$

|                    |
|--------------------|
| <b>G=2.871KN/m</b> |
|--------------------|

## IV.5.2.1. Combinaison des charges

➤ À L'ELS :

$$\Sigma G + Q = 2.871 \text{ KN/m}$$

➤ À L'ELU :

$$\Sigma \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q = (1,35 \times 2.871) = 3,875 \text{ KN/m}$$

## IV.5.2.2. Vérification de la flèche à L'ELS

➤ Condition de vérification :

$$F_{\max} \leq f_{\text{adm}}$$

-Calcul de la flèche admissible :

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

$$F_{\text{adm}} = 600/250 = 2.4$$

$$F_{\text{adm}} = 2.4 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

-Calcul de la flèche max :

$$f_{\max} = \frac{5q_{\text{ser}}l^4}{384EI_y}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 2875 \times 6^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1943}$$

$$F_{\max} = 1,18 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

✓ De (1) et (2) on a  $F_{\max} < f_{\text{adm}}$  donc la flèche est vérifiée.

**IV.5.2.3. Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

- $V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = V_{sd} = \frac{3,875 \times 6}{2}$

$V_{sd} = 11,625 \text{ KN}$

- $V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$

**➤ Détermination de la classe du profilé**

**-Âme :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{159}{5,6} = 28,39 < 72\varepsilon = 66,24 \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

Alors l'âme est de classe 1

**-Semelle :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{50}{8,5} = 5,88 < 10\varepsilon = 9,2 \quad \frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{50}{8,5} = 5,88 < 10\varepsilon = 9,2$$

Alors la semelle est de classe 1

✓ **Donc la section est de classe 1**

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 2850 - 2 \times 100 \times 8,5 + (5,6 + 2 \times 12) \times 8,5$$

$$A_v = 1401,6 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{1401,6 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}}$$

$V_{pl,Rd} = 202,303 \text{ KN}$

✓  $V_{pl,Rd} = 202,303 \text{ KN} \geq V_{sd} = 11,625 \text{ KN}$ , Donc la résistance au cisaillement est vérifiée

**IV.5.2.4. Vérification au moment fléchissant (résistance)**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

- $M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{3,875 \times 6^2}{8} = 17,437 \text{ KN.m}$

$$M_{sd} = 17,437 \text{ KN.m}$$

- $M_{pl.rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{221 \times 275}{1.1} = 55,25 \text{ KN.m}$

$$M_{sd} = 55,25 \text{ KN.m}$$

Donc:  $M_{sd} = 17,437 \text{ kN.m} < M_{pl.rd} = 55,25 \text{ kN.m}$

✓ **Donc la condition est vérifiée**

**IV.6. Vérification au stade final :( Après durcissement du béton)****IV.6.1. Évaluation des charges**

➤ **Les charges permanentes G :**

- Poids de la dalle en béton arme :  $G_1 = \rho .e = 2500 \times 0,1 \dots\dots\dots G_1 = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Poids de la tôle (TN40) +accessoire..... $G_2 = 0,15 \text{ kN/m}^2$
- Poids de solive IPE200..... $G_3 = 0,224 \text{ kN/m}$
- Poids de revêtement de carrelage+Sable +mortier..... $G_4 = 1,2 \text{ kN/m}^2$
- Poids de faux plafond..... $G_5 = 0,1 \text{ kN/m}^2$
- Poids de cloison ..... $G_6 = 1 \text{ kN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_4 + G_5) . d + (G_6) . h + G_3$$

$$G = (2,5 + 0,15 + 1,2 + 0,1) . 1 + (1) . 3 + 0,224 = 7,174 \text{ kN/m}$$

$$G = 7,174 \text{ KN/m}$$

➤ **Les charges variables Q :**

- Surcharge d'exploitation :  $P=2,5 \text{ kN/m}^2$

$$Q = P \times d = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ kN/m}$$

|                                          |
|------------------------------------------|
| <b><math>Q = 2,5 \text{ kN/m}</math></b> |
|------------------------------------------|

**IV.6.2. Combinaisons des charges**

➤ **à l'ELS**

$$\Sigma G + Q = 7,174 + 2,5 = 9,674 \text{ kN/m} \longrightarrow q_s = 9,674 \text{ kN/m}$$

➤ **à l'ELU**

$$\Sigma \gamma_G . G + \gamma_Q . Q = (1,35 \times 7,174) + (1,5 \times 2,5) = 13,4349 \text{ kN/m} \longrightarrow q_u = 13,4349 \text{ kN/m}$$

**IV.6.3. Calcul de la largeur efficace du béton**

La largeur efficace du béton qui participe à l'inertie équivalente I de la section mixte notée par  $B_{eff}$  est donné par la formule suivante :

$$B_{eff} = \min\left(2 \cdot \frac{l_0}{8}; b\right) \text{ avec } l_0 = 6 \text{ m et } b = 1 \text{ m,}$$

Donc :

$$B_{eff} = \min\left(2 \times \frac{6}{8}; 1\right) = \min(1,5; 1) \quad B_{eff} = \min\left(2 \times \frac{6}{8}; 1\right) = \min(1,5; 1)$$

**$B_{eff} = 1 \text{ m}$**

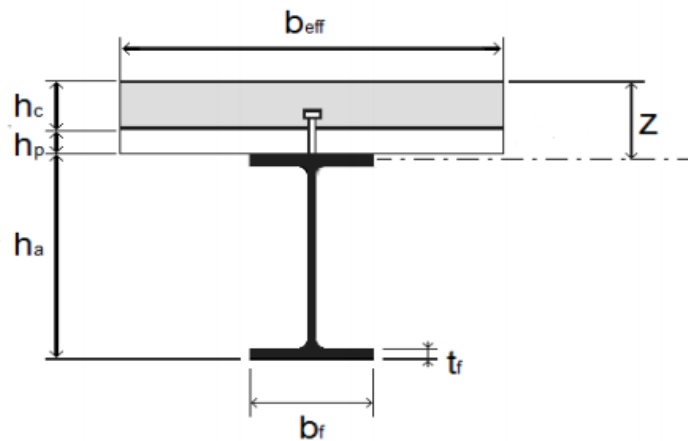


Figure IV.3 Représentation de la section mixte

#### IV.6.4. La position de l'axe neutre

La position de l'axe neutre ( $z$ ) de la section mixte, est donné par la formule suivante :

$$Z = \frac{B_{eff} \times t}{n} \times \frac{t + h}{2 \times S}$$

#### ➤ Coefficient d'équivalence $n$

$$n = \frac{E_a}{E_{cm}}$$

Avec :

-Module de young de l'acier :  $E_a = 2,1 \times 10^5$  MPa

-Module d'élasticité efficace du béton<sup>1</sup>  $E_c' = \frac{E_{cm}}{3}$

-Module sécant d'élasticité pour un chargement à long terme<sup>2</sup>  $E_{cm}$

$$E_{cm} = 30,5 \text{ KN/mm}^2$$

Ainsi :

$$n = \frac{210000}{30500} = 20,65$$

$$n = \frac{210000}{30500} = 20,65$$

$n=21$

#### ➤ $S = A + \frac{B}{n}$

<sup>1</sup> ENV 1994-1-1 : 1992, page 3-5, paragraphe (4)

<sup>2</sup> ENV 1994-1-1: 1992 ,page 3-5 ,tableau 3.2

Avec :  $B = b \cdot t \rightarrow B = 100 \times 10 = 1000 \text{ cm}^2$

$$S = 28.5 + \frac{1000}{21}$$

$$S = 76,119 \text{ cm}^2$$

Alors :

$$z = \frac{100 \times 10}{21} \times \frac{10 + 20}{2 \times 76,119} = 9,383 \rightarrow z = 9,383 < \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

✓ L'axe alors se situe dans la semelle de la poutre

#### IV.6.5. Inertie de l'ensemble poutre-dalle

$$I = I_A + A \cdot d^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{B_{eff}}{n} \left( \frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$\begin{cases} I_B = \frac{B_{eff} \times t^3}{12} = \frac{100 \times 10^3}{12} = 8333,33 \text{ cm}^4 \\ I_A = 1943 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$I = 1943 + 28,5 \times 9,38^2 + \frac{8333,33}{21} + \frac{100}{21} \left( \frac{10+20}{2} - 9,38 \right)^2$$

$$I = 4997,782 \text{ cm}^4$$

#### IV.7. Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)

➤ L'effort Tranchant sollicitant :

$$V_{zed} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{13,4349 \times 6}{2} = 40,3 \text{ KN}$$

$$V_{Zed} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{13,4349 \times 6}{2} = 40,3 \text{ Kn}$$

$$V_{zed} = 40,3 \text{ KN}$$

➤ L'effort Tranchant Résistant :

$$V_{z,rd} = \frac{A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{ZRd} = \frac{A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{Où : } A_{vz} = d \times h = 159 \times 5.6 = 890,4 \text{ mm}^2$$

Alors :

$$V_{z,rd} = \frac{890,4 \times \frac{275}{\sqrt{3}}}{1,1}$$
$$V_{zRd} = \frac{890,4 \times \frac{275}{\sqrt{3}}}{1,1} = 128,518 Kn$$

$$V_{zRd} = 128,518 KN$$

On obtient :

$$\frac{V_{zed}}{V_{zRd}} = 0,326 < 0,5$$

✓ L'effort tranchant est donc vérifié

#### IV.8. Vérification de la flèche

Vérification à l'ELS de la flèche en vérifiant cette relation :

$$f_{ser} < f_{adm}$$

$$f_{ser} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 9.674 \times 6^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 4997,782} = 1,619 cm$$

$$\text{Et : } f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 cm > f_{ser} = 1,619 cm$$

✓ La flèche est vérifiée

#### IV.9. Vérification du moment fléchissant

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

- $M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 43,53 KN.m$

$$\bullet \quad M_{pl,rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{221 \times 275}{1.1} = 55,25 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 55,25 \text{ kN.m}$$

Donc:  $M_{sd} = 43,53 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 55,25 \text{ kN.m}$

✓ **Donc la condition est vérifiée**

#### IV.10. Calcul et dimensionnement des connecteurs

##### IV.10.1. Le nombre de connecteurs

Selon l'Eurocode<sup>3</sup> le nombre de connecteurs doit être au moins égal à l'effort de cisaillement de calcul divisé par la résistance de calcul d'un connecteur  $P_{Rd}$ :

$$N_c \geq \frac{V_l}{P_{Rd}}$$

##### IV.10.2. Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal $V_l$

Selon l'Eurocode<sup>4</sup>, nous avons :

$$V_l = F_{cf} = \min \left\{ \frac{\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a}}{0,85 \times A_c \times \frac{F_{CK}}{\gamma_c}} + \frac{A_{se} \times f_{sk}}{\gamma_s} \right\}$$

En désignant par :

$A_a = 28,5 \text{ cm}^2$  : L'aire de l'élément structural en acier

$A_c = b_{eff} \times t = 100 \times 10 = 1000 \text{ cm}^2$  : L'aire de la section efficace de béton

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$  : La résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré

$A_{se} = 0$  (pas de ferrailage)

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

---

<sup>3</sup> ENV 1994-1-1:1992 Page 6-3, Titre 6.1.1

<sup>4</sup> ENV 1994 -1-1 : 1992 page 6-6, Titre 6.2.1.1

$$\begin{aligned} \gamma_a &= 1 \\ \gamma_s &= 1,15 \\ \gamma_l &= 1,5 \end{aligned}$$

$$V_l = F_{cf} = \min \left\{ \begin{aligned} &\frac{28,5 \times 275}{1,1} = 712,5 \text{ Kn} \\ &\frac{0,85 \times 100 \times 10 \times 25}{1,5} = 1416,66 \text{ Kn} \end{aligned} \right.$$

Alors :

$$V_l = 712,5 \text{ Kn}$$

#### IV.10.3. La résistance de calcul au cisaillement $P_{Rd}$

Suivant l'Eurocode<sup>5</sup> nous avons :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{aligned} &0,8 f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \frac{1}{\gamma_v} \\ &0,29 \alpha d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \end{aligned} \right.$$

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{aligned} &0,8 \times 430 \times \frac{\pi \times 18^2}{4} \times \frac{1}{1,25} = 70,029 \text{ Kn} \\ &0,29 \times 1 \times 18^2 \times \sqrt{25 \times 30,5} \times \frac{1}{1,25} = 65,63 \text{ Kn} \end{aligned} \right.$$

$$P_{rd} = 65,63 \text{ Kn}$$

Donc :

$$N \geq \frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{712,5}{65,63} = 10,85$$

$$N = 11 \text{ connecteurs}$$

Soit  $n = 11$  connecteurs sur la demi-longueur de la poutre c'est-à-dire 22 connecteurs sur la longueur total de la poutre.

<sup>5</sup> ENV 1994-1-1:1992, page 6-9, paragraphe 6.3.2.1

#### IV.11. L'espacement des goujons

Nous avons :

$$S = \frac{L_{cr}}{n}$$

Où :  $L_{cr} = 0,5 \times l = 0,5 \times 6 = 3 \text{ m}$

$S$  : L'espacement entre 2 goujons successifs

$L_{cr}$  : La longueur entre sections transversales critiques successives

$n$  : Nombre des goujons

$$S = \frac{L_{cr}}{n} = \frac{300}{11} = 27,27 \text{ cm}$$

✓ On aura donc pour chaque 27,27 cm un goujon au long de la section mixte  
= ,

#### IV.12. Présentation de la modélisation du plancher avec le logiciel Tekla

Tekla Structures est un logiciel de modélisation de l'information du bâtiment (BIM) développé par Trimble, principalement utilisé dans l'industrie de la construction pour la modélisation 3D détaillée des structures en acier et en béton. Ce logiciel permet la création de modèles 3D précis de structures en divers matériaux, prenant en charge des projets de toutes tailles, des petits bâtiments aux grandes infrastructures. Tekla Structures génère automatiquement des dessins d'atelier et des plans de construction à partir des modèles 3D, permettant la création de détails complexes avec une grande précision, y compris des connexions, des armatures et des assemblages.

Ainsi, voici une représentation du plancher de notre hangar en utilisant le logiciel TEKLA :

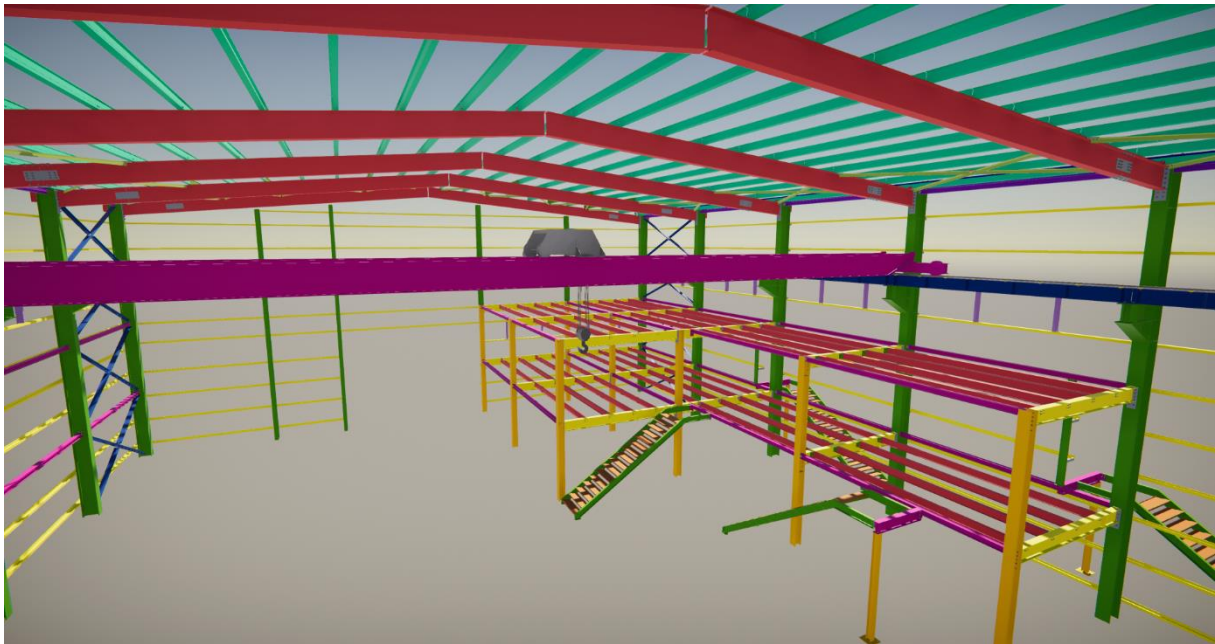


Figure IV.4 présentation du plancher avec le logiciel Tekla

#### IV.13. Conclusion

- A travers cette étude nous avons présenté le plancher mixte réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 10 cm posé sur des solives en **IPE200**.
- La liaison entre la dalle et les solives est assurée par 22 connecteurs espacés de 27,27 cm entre eux.

**CHAPITRE V**  
**ETUDE DE CHEMIN DE ROULEMENT**

## Chapitre V Étude de chemin de roulement

### V.1.Introduction

Le pont roulant est un engin de levage mobile circulant sur une voie de roulement. Permettons le déplacement efficace et sécurisé de charges volumineuses, Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace, transversalement à la voie principale, un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge.

➤ **Définition :**

- **La voie de roulement** : est la structure porteuse de l'engin de levage, constituée de deux poutres de roulement et ses supports, les deux poutres parallèles surmontées d'un rail spécial et sur lesquelles circule le pont roulant.
- **La poutre de roulement** : est l'élément porteur longitudinal de la voie, les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues. Leurs appuis sont constitués par des poteaux en treilles<sup>1</sup>

### V.2.Types des ponts roulants

Il existe divers types de ponts roulants, chacun étant conçu pour répondre à des besoins spécifiques, parmi eux :

- a. Pont roulant mono-poutre : Composé d'une seule poutre horizontale, il convient aux charges légères à moyennes.



Figure V.1 pont roulant mono-poutre

---

<sup>1</sup> Traité de génie civil volume 11

- b. Pont roulant bipoutre : composé de deux poutres parallèles, il offre une plus grande capacité de levage et de stabilité.



Figure V.2 pont roulant bipoutre

- c. Pont roulant multi poutre : composé de plus de deux poutres horizontales parallèles. Permet d'obtenir une capacité de levage plus élevée et une répartition équilibrée de la charge sur l'ensemble de la structure.
- d. Pont roulant suspendu : Suspendu au plafond, il est idéal lorsque l'espace au sol est limité.



Figure V.3 pont roulant suspendu

### V.3.Caractéristiques du pont roulant

Notre pont roulant est un **bipoutre ZLK**. Il a été produit par l'entreprise **ABUS Levage France**, il a une portée de **24 m** et il peut soulever une charge nominale de  **$Q_h = 10$  tonnes**

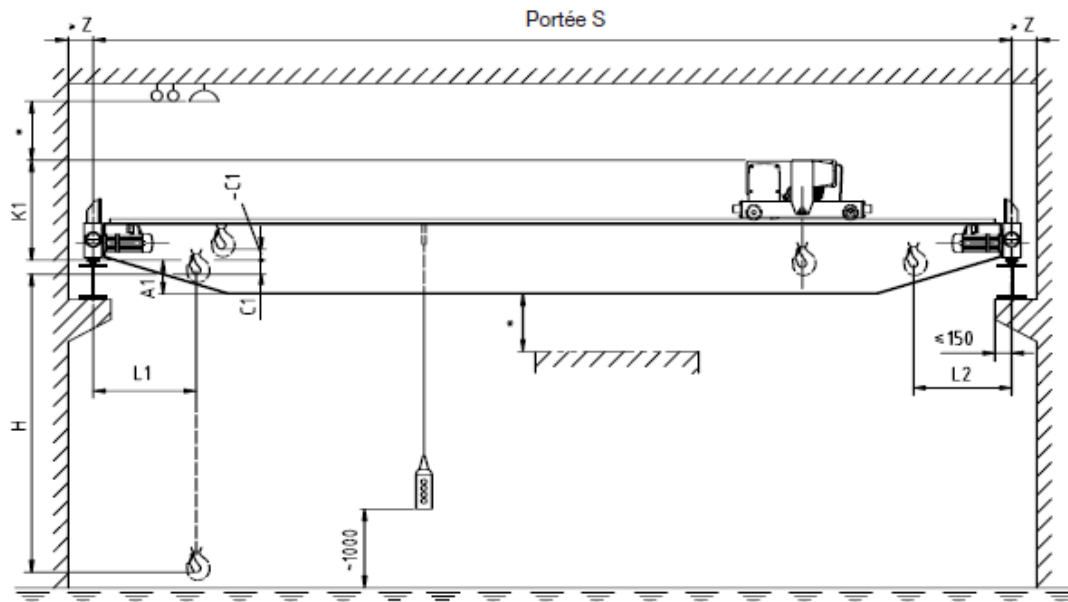


Figure V.4 Dimensions du pont roulant

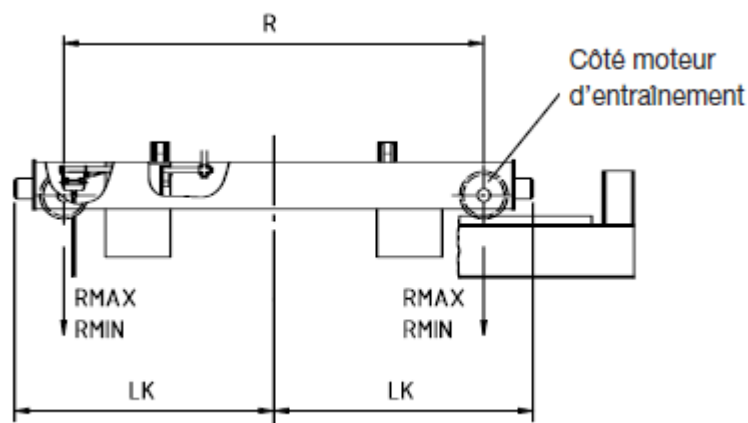


Figure V.5 données relatives au chariot

➤ **Caractéristiques des ponts bipoutre ZLK**

| Capacité,<br>Type de treuil <sup>1)</sup>                                     | S <sup>1)</sup><br>m | A1<br>mm | K1<br>mm | C1<br>mm | L1<br>mm | L2<br>mm | Z min<br>mm | Hmax <sup>1)</sup><br>mm | R<br>mm | LK<br>mm | R.V./galet kN<br>R max   R min |      |
|-------------------------------------------------------------------------------|----------------------|----------|----------|----------|----------|----------|-------------|--------------------------|---------|----------|--------------------------------|------|
| 10 000 kg<br>Chariot treuil<br>GM 3100 H6<br>FEM 2m<br><br>VL =<br>0.8/5 m/mn | 10                   | 260      | 900      | -30      | 760      | 760      | 170         | 10000                    | 2700    | 1620     | 55.6                           | 10.5 |
|                                                                               | 14                   | 360      | 900      | -30      | 760      | 760      | 170         | 10000                    | 2700    | 1645     | 60.0                           | 12.5 |
|                                                                               | 16                   | 460      | 900      | -30      | 760      | 760      | 170         | 10000                    | 2900    | 1745     | 62.8                           | 14.6 |
|                                                                               | 18                   | 460      | 900      | -30      | 760      | 760      | 170         | 10000                    | 2900    | 1745     | 64.5                           | 15.7 |
|                                                                               | 20                   | 500      | 960      | -90      | 760      | 760      | 180         | 10000                    | 2900    | 1765     | 67.8                           | 18.6 |
|                                                                               | 22                   | 500      | 960      | -90      | 760      | 760      | 180         | 10000                    | 3200    | 1950     | 71.0                           | 21.4 |
|                                                                               | 24                   | 700      | 960      | -90      | 760      | 760      | 180         | 10000                    | 3800    | 2250     | 76.0                           | 26.0 |
|                                                                               | 26                   | 700      | 960      | -90      | 760      | 760      | 180         | 10000                    | 3800    | 2250     | 78.0                           | 27.8 |
|                                                                               | 28                   | 700      | 960      | -90      | 760      | 760      | 180         | 10000                    | 4600    | 2650     | 82.7                           | 32.1 |
|                                                                               | 30                   | 660      | 1010     | -140     | 760      | 760      | 180         | 10000                    | 4600    | 2715     | 91.7                           | 40.8 |
|                                                                               | 32                   | 900      | 1010     | -140     | 760      | 760      | 180         | 10000                    | 5100    | 2965     | 95.1                           | 43.9 |
|                                                                               | 34                   | 900      | 1010     | -140     | 760      | 760      | 180         | 10000                    | 5100    | 3005     | 101.0                          | 49.2 |

Figure V.6 Fiche Technique du pont roulant ZLK<sup>2</sup>

| Caractéristiques générales de conception      |                                                                                                                |    |      |      |      |      |
|-----------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|------|------|------|------|
| Base : Directives CE –<br>Recommandations FEM | DIN 15108, H2/B3<br>Service intérieur,<br>passerelle et cabine en option<br>Tension de service 3 x 400 V/50 Hz |    |      |      |      |      |
|                                               |                                                                                                                |    |      |      |      |      |
| Vitesses de translation                       | EDL : 7.5/30 m/mn<br>ELV / ELK / ZLK : 10/40 m/mn                                                              |    |      |      |      |      |
|                                               |                                                                                                                |    |      |      |      |      |
| Vitesses de direction                         | ELV / ELK / EDL / ZLK : 5/20 m/mn<br>Standard - autres vitesses possibles                                      |    |      |      |      |      |
|                                               |                                                                                                                |    |      |      |      |      |
| Flèche                                        | <= 1/750 è de la portée                                                                                        |    |      |      |      |      |
| Fréquences                                    | ELV / EDL : >= 2.5 Hz<br>ELK / ZLK : voir ci-dessous                                                           |    |      |      |      |      |
|                                               | S [m]                                                                                                          | <= | 23.0 | 25.0 | 28.0 | 32.0 |
|                                               | FE [Hz]                                                                                                        | >= | 2.5  | 2.4  | 2.3  | 2.2  |
|                                               |                                                                                                                |    |      |      |      |      |



Figure V.7 Données relatives au chariot

**V.4. Action induite par les appareils de levage sur les poutres de roulement**➤ **Action variable**

$$F_k = \emptyset_i \cdot F$$

Où :

$F_k$  : est la valeur caractéristique d'une action induite par un appareil de levage.

$\emptyset_i$  : est le coefficient d'amplification dynamique.

<sup>2</sup> Catalogue ABUS levage France, page 5

## V.4.1. Détermination des coefficients d'amplification dynamique

Tableau V.1 les coefficients d'amplification dynamique

| Coefficients d'amplification dynamique | Effets à prendre en compte                                                                                    | Appliquer à                                           |
|----------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|
| $\phi_1$                               | Excitation vibratoire de la structure d'un appareil de levage due au décollage de la masse à lever du sol     | Poids propre de l'appareil de levage                  |
| $\phi_2$ ou $\phi_3$                   | Effets dynamiques du transfert de la masse à lever du sol à l'appareil de levage                              | Masse à lever                                         |
| $\phi_4$                               | Effets dynamiques induits par le déplacement sur des rails ou des voies de roulement                          | Poids propre de l'appareil de levage et masse à lever |
| $\phi_5$                               | Effets provoqués par des forces d'entraînement                                                                | Forces d'entraînement                                 |
| $\phi_6$                               | Lorsqu'une charge d'essai est mue par les transmissions suivant le mode d'utilisation de l'appareil de levage | Charge d'essai                                        |
| $\phi_7$                               | Prend en compte les effets élastiques de l'impact sur les tampons.                                            | Charge des tampons                                    |
| $\phi_8$                               | Coefficient de réaction aux rafales                                                                           | Charges dues au vent                                  |

1.  $\phi_1^3$ :

$$\phi_1 = 1 \pm \alpha / 0 < \alpha < 0,1 \quad \text{Avec} \quad \alpha = 0,1$$

$$\phi_1 = 1 + 0,1 = 1,1$$

$$\phi_1 = 1,1$$

2.  $\phi_2$ :

$$\phi_2 = \phi_{2,\min} + \beta_2 \cdot V_h$$

Avec :

| Classe de levage de l'appareil | $\beta_2$ | $\phi_{2,\min}$ | $V_h$ (m/min) |
|--------------------------------|-----------|-----------------|---------------|
| CH3(Appareil De Stockage)      | 0,51      | 1,15            | 0,8/5         |

$$\phi_2 = 1,15 + 0,51 \times \frac{0,8}{5}$$

<sup>3</sup> Eurocode 1 partie 5, le tableau 2.4

$$\phi_2 = 1,23$$

3.  $\phi_3$ :

$$\phi_3 = (1 - \Delta m / m) \cdot (1 + \beta_3)$$

$\Delta m$  : Partie libérée ou tombée de la charge = 0

$$\phi_3 = 1$$

4.  $\phi_4$ :

$$\phi_4 = 1$$

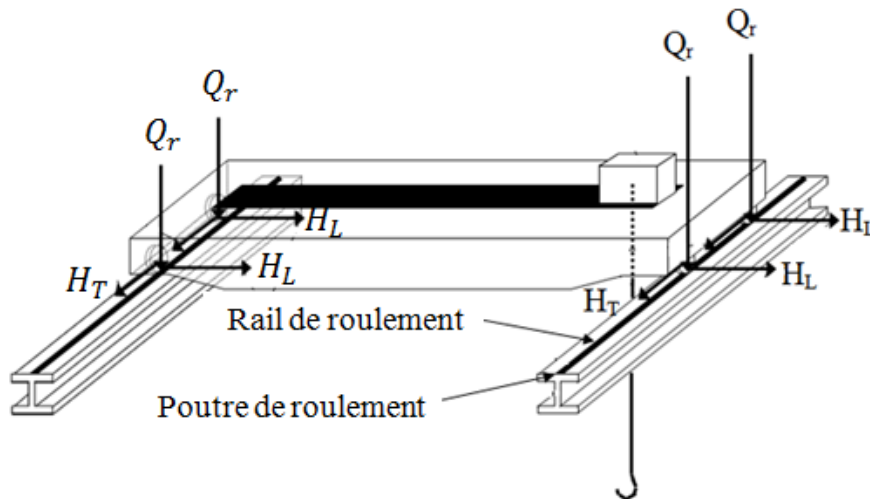


Figure V.8 Disposition des charges engendrées par le pont roulant

#### V.4.2 Détermination de poids propre du pont roulant et poids propre du chariot

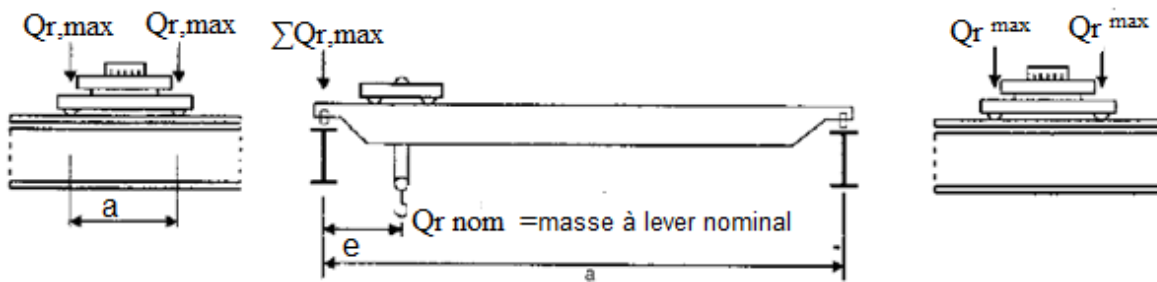


Figure V.9 Disposition de charge de l'appareil de levage en charge pour obtenir un chargement maximal sur la poutre de roulement.



Figure V.10 Disposition de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement

Où :

- $Q_{r, \max}$  : est la charge par galet maximale de l'appareil de levage en charge ;
- $Q_{r \max}$  : est la charge par galet d'accompagnement de l'appareil de levage en charge ;
- $\Sigma Q_{r, \max}$  : est la somme des charges maximales  $Q_{r, \max}$  par poutre de roulement de l'appareil de levage en charge ;
- $\Sigma Q_{r \max}$  : est la somme des charges d'accompagnement  $Q_{r \max}$  par poutre de roulement de l'appareil de levage en charge ;
- $Q_{r, \min}$  : est la charge par galet minimale de l'appareil de levage à vide ;
- $Q_{r \min}$  : est la charge par galet d'accompagnement de l'appareil de levage à vide ;
- $\Sigma Q_{r, \min}$  : est la somme des charges minimales  $Q_{r, \min}$  par poutre de roulement de l'appareil de levage à vide ;
- $\Sigma Q_{r \min}$  : est la somme d'accompagnement des charges minimales  $Q_{r, \min}$  par poutre de roulement de l'appareil de levage à vide ;

➤ **En charge :**

$$\Sigma Q_{r, \max} = 2R_{\max} = \frac{1}{2} Q_{c1} + \frac{l - e_{\min}}{e} Q_{c2} + \frac{l - e_{\min}}{l} Q_h \quad (V.1)$$

$$\text{On a: } \begin{cases} R_{\max} = 76 \text{ KN} \\ Q_h = 10t = 100 \text{ KN} \\ e_{\min} = L_1 = 760 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\frac{1}{2} Q_{c1} + 0,968 Q_{c2} + 96,833 = 152$$

$$\frac{1}{2} Q_{c1} + 0,968 Q_{c2} = 55,167 \text{ KN} \dots\dots\dots (1)$$

➤ **A vide :**

Dispositions de charge de l'application de levage pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement.

$$\Sigma Q_{r, \min} = 2R_{\min} = \frac{1}{2} Q_{c1} + \frac{e_{\min}}{l} Q_{c2} \quad (V.2)$$

$$\begin{cases} R_{\min} = 26 \text{ KN} \\ l = 24 \text{ m} \\ e_{\min} = 760 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\frac{1}{2} Q_{c1} + 0,0316 Q_{c2} = 52 \text{ KN} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) :

$$\begin{cases} \frac{1}{2}Q_{c1} + 0,968Q_{c2} = 55,167 \\ \frac{1}{2}Q_{c1} + 0,0316Q_{c2} = 52 \end{cases}$$

$$\begin{cases} Q_{c1} = 103,788 \text{ KN} \\ Q_{c2} = 3,382 \text{ KN} \end{cases}$$

### V.5. Détermination des charges verticales

Selon le groupe de cas de charge considère, nous appliquerons les coefficients d'amplification dynamique. L'Eurocode<sup>4</sup> propose le tableau suivant :

Tableau V.2 groupes de cas de charges et coefficients dynamiques associés

|                                                                                                                                                        |                                                | Symbol     | Section | Groups of loads      |             |             |             |             |             |          |             |             |    |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------|------------|---------|----------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|----------|-------------|-------------|----|
|                                                                                                                                                        |                                                |            |         | Ultimate Limit State |             |             |             |             |             |          | Test load   | Accidental  |    |
|                                                                                                                                                        |                                                |            |         | 1                    | 2           | 3           | 4           | 5           | 6           | 7        | 8           | 9           | 10 |
| 1                                                                                                                                                      | Self-weight of crane                           | $Q_c$      | 2.6     | $\varphi_1$          | $\varphi_1$ | 1           | $\varphi_2$ | $\varphi_4$ | $\varphi_4$ | 1        | $\varphi_1$ | 1           | 1  |
| 2                                                                                                                                                      | Hoist load                                     | $Q_h$      | 2.6     | $\varphi_2$          | $\varphi_3$ | -           | $\varphi_4$ | $\varphi_4$ | $\varphi_4$ | $\eta^1$ | -           | 1           | 1  |
| 3                                                                                                                                                      | Acceleration of crane bridge                   | $H_L, H_T$ | 2.7     | $\varphi_3$          | $\varphi_3$ | $\varphi_3$ | $\varphi_3$ | -           | -           | -        | $\varphi_3$ | -           | -  |
| 4                                                                                                                                                      | Skewing of crane bridge                        | $H_S$      | 2.7     | -                    | -           | -           | -           | 1           | -           | -        | -           | -           | -  |
| 5                                                                                                                                                      | Acceleration or braking of crab or hoist block | $H_{T3}$   | 2.7     | -                    | -           | -           | -           | -           | 1           | -        | -           | -           | -  |
| 6                                                                                                                                                      | In-service wind                                | $F_W^*$    | Annex A | 1                    | 1           | 1           | 1           | 1           | -           | -        | 1           | -           | -  |
| 7                                                                                                                                                      | Test load                                      | $Q_T$      | 2.10    | -                    | -           | -           | -           | -           | -           | -        | $\varphi_6$ | -           | -  |
| 8                                                                                                                                                      | Buffer force                                   | $H_B$      | 2.11    | -                    | -           | -           | -           | -           | -           | -        | -           | $\varphi_7$ | -  |
| 9                                                                                                                                                      | Tilting force                                  | $H_{TA}$   | 2.11    | -                    | -           | -           | -           | -           | -           | -        | -           | -           | 1  |
| NOTE: For out of service wind, see Annex A.                                                                                                            |                                                |            |         |                      |             |             |             |             |             |          |             |             |    |
| <sup>1</sup> $\eta$ is the proportion of the hoist load that remains when the payload is removed, but is not included in the self-weight of the crane. |                                                |            |         |                      |             |             |             |             |             |          |             |             |    |

<sup>4</sup> ENV 1991-1998 p17 tableau 2-2

**V.5.1. Détermination des charges verticales à vide (sans charge nominale) par galet**

Tableau V.3 Groupe de cas de charges à vide

|                                                                                                                                                        |                                                | Symbol     | Section | Groups of loads      |          |          |          |          |          |              |           |            |   |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------|------------|---------|----------------------|----------|----------|----------|----------|----------|--------------|-----------|------------|---|
|                                                                                                                                                        |                                                |            |         | Ultimate Limit State |          |          |          |          |          |              | Test load | Accidental |   |
|                                                                                                                                                        |                                                |            |         | 1                    | 2        | 3        | 4        | 5        | 6        | 7            |           |            |   |
| 1                                                                                                                                                      | Self-weight of crane                           | $Q_c$      | 2.6     | $\phi_1$             | $\phi_1$ | 1        | $\phi_2$ | $\phi_4$ | $\phi_4$ | 1            | $\phi_1$  | 1          | 1 |
| 2                                                                                                                                                      | Hoist load                                     | $Q_h$      | 2.6     | $\phi_2$             | $\phi_3$ | -        | $\phi_4$ | $\phi_4$ | $\phi_4$ | $\eta^{(1)}$ | -         | 1          | 1 |
| 3                                                                                                                                                      | Acceleration of crane bridge                   | $H_L, H_T$ | 2.7     | $\phi_5$             | $\phi_5$ | $\phi_5$ | $\phi_5$ | -        | -        | -            | $\phi_5$  | -          | - |
| 4                                                                                                                                                      | Skewing of crane bridge                        | $H_S$      | 2.7     | -                    | -        | -        | -        | 1        | -        | -            | -         | -          | - |
| 5                                                                                                                                                      | Acceleration or braking of crab or hoist block | $H_{T3}$   | 2.7     | -                    | -        | -        | -        | -        | 1        | -            | -         | -          | - |
| 6                                                                                                                                                      | In-service wind                                | $F_W^*$    | Annex A | 1                    | 1        | 1        | 1        | 1        | -        | -            | 1         | -          | - |
| 7                                                                                                                                                      | Test load                                      | $Q_T$      | 2.10    | -                    | -        | -        | -        | -        | -        | -            | $\phi_6$  | -          | - |
| 8                                                                                                                                                      | Buffer force                                   | $H_B$      | 2.11    | -                    | -        | -        | -        | -        | -        | -            | -         | $\phi_7$   | - |
| 9                                                                                                                                                      | Tilting force                                  | $H_{TA}$   | 2.11    | -                    | -        | -        | -        | -        | -        | -            | -         | -          | 1 |
| NOTE: For out of service wind, see Annex A.                                                                                                            |                                                |            |         |                      |          |          |          |          |          |              |           |            |   |
| <sup>1</sup> $\eta$ is the proportion of the hoist load that remains when the payload is removed, but is not included in the self-weight of the crane. |                                                |            |         |                      |          |          |          |          |          |              |           |            |   |

**1. Groupe de cas de charge (1) et (2) :**

Nous appliquerons à  $Q_{c1}$  et  $Q_{c2}$  le coefficient  $\phi_1 = 1,1$

- $Q_{c1,k} = \phi_1 \times Q_{c1}$   
 $= 1,1 \times 103,788$

$$Q_{c1,k} = 114,2 \text{ KN}$$

- $Q_{c2,k} = \phi_1 \times Q_{c2}$   
 $= 1,1 \times 3,382$

$$Q_{c2,k} = 4 \text{ KN}$$

Donc :

$$\begin{aligned} \diamond \sum Q_{r,min} &= \frac{1}{2} Q_{c1,k} + \frac{l-e}{l} \times Q_{c2,k} \\ &= \frac{1}{2} \times 114,2 + \frac{24 - 0,76}{24} \times 4 \end{aligned}$$

$$\sum Q_{r,min} = 61,4 \text{ KN}$$

Alors :

$$\rightarrow Q_{r,min} = \frac{\Sigma Q_{r,min}}{2}$$

$$= \frac{61,4}{2}$$

$$Q_{r,min} = 31 \text{ KN}$$

$$\diamond \Sigma Q_{r,min} = \frac{1}{2} Q_{c1,k} + \frac{e}{l} \times Q_{c2,k}$$

$$= \frac{1}{2} \times 114,2 + \frac{0,76}{24} \times 4$$

$$\Sigma Q_{r,min} = 57,6 \text{ KN}$$

Alors :

$$\rightarrow Q_{r,min} = \frac{\Sigma Q_{r,min}}{2} = \frac{57,6}{2}$$

$$Q_{r,min} = 29 \text{ KN}$$

## 2. Groupe de cas de charge (3),(4),(5) et (6) :

- $Q_{c1,k} = \phi_4 \times Q_{c1}$   
 $= 1 \times 103,788$

$$Q_{c1,k} = 104 \text{ KN}$$

- $Q_{c2,k} = \phi_4 \times Q_{c2}$   
 $= 1 \times 3,382$

$$Q_{c1,k} = 3,4 \text{ KN}$$

Donc :

$$\diamond \Sigma Q_{r,min} = \frac{1}{2} Q_{c1,k} + \frac{l-e}{l} \times Q_{c2,k}$$

$$= \frac{1}{2} \times 104 + \frac{24-0,76}{24} \times 3,4$$

$$\Sigma Q_{r,min} = 55,3 \text{ KN}$$

$$\rightarrow Q_{r,min} = \frac{\Sigma Q_{r,min}}{2} = \frac{55,3}{2}$$

$$Q_{r,min} = 27,65 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned}\diamond \Sigma Q_{r,min} &= \frac{1}{2} Q_{c1,k} + \frac{e}{l} \times Q_{c2,k} \\ &= \frac{1}{2} \times 104 + \frac{0,76}{24} \times 3,4 \\ \boxed{\Sigma Q_{r,min} = 52,1 \text{ KN}}\end{aligned}$$

$$\rightarrow Q_{r,min} = \frac{\Sigma Q_{r,min}}{2} = \frac{52,1}{2}$$

$$\boxed{Q_{r,min} = 26 \text{ KN}}$$

### V.5.2 Détermination des charges verticales en charge (avec charge nominale) par galet

Tableau V.4 groupe de cas de charges en charge

|                                                                                                                                                        |                                                | Symbol     | Section | Groups of loads      |          |          |          |          |          |          |           |            |    |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------|------------|---------|----------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|-----------|------------|----|
|                                                                                                                                                        |                                                |            |         | Ultimate Limit State |          |          |          |          |          |          | Test load | Accidental |    |
|                                                                                                                                                        |                                                |            |         | 1                    | 2        | 3        | 4        | 5        | 6        | 7        |           | 9          | 10 |
| 1                                                                                                                                                      | Self-weight of crane                           | $Q_c$      | 2.6     | $\phi_1$             | $\phi_1$ | 1        | $\phi_4$ | $\phi_4$ | $\phi_4$ | 1        | $\phi_1$  | 1          | 1  |
| 2                                                                                                                                                      | Hoist load                                     | $Q_h$      | 2.6     | $\phi_2$             | $\phi_3$ | -        | $\phi_4$ | $\phi_4$ | $\phi_4$ | $\eta^1$ | -         | 1          | 1  |
| 3                                                                                                                                                      | Acceleration of crane bridge                   | $H_L, H_T$ | 2.7     | $\phi_5$             | $\phi_5$ | $\phi_5$ | $\phi_5$ | -        | -        | -        | $\phi_5$  | -          | -  |
| 4                                                                                                                                                      | Skewing of crane bridge                        | $H_S$      | 2.7     | -                    | -        | -        | -        | 1        | -        | -        | -         | -          | -  |
| 5                                                                                                                                                      | Acceleration or braking of crab or hoist block | $H_{T3}$   | 2.7     | -                    | -        | -        | -        | -        | 1        | -        | -         | -          | -  |
| 6                                                                                                                                                      | In-service wind                                | $F_w^*$    | Annex A | 1                    | 1        | 1        | 1        | 1        | -        | -        | 1         | -          | -  |
| 7                                                                                                                                                      | Test load                                      | $Q_T$      | 2.10    | -                    | -        | -        | -        | -        | -        | -        | $\phi_6$  | -          | -  |
| 8                                                                                                                                                      | Buffer force                                   | $H_B$      | 2.11    | -                    | -        | -        | -        | -        | -        | -        | -         | $\phi_7$   | -  |
| 9                                                                                                                                                      | Tilting force                                  | $H_{TA}$   | 2.11    | -                    | -        | -        | -        | -        | -        | -        | -         | -          | 1  |
| NOTE: For out of service wind, see Annex A.                                                                                                            |                                                |            |         |                      |          |          |          |          |          |          |           |            |    |
| <sup>1</sup> $\eta$ is the proportion of the hoist load that remains when the payload is removed, but is not included in the self-weight of the crane. |                                                |            |         |                      |          |          |          |          |          |          |           |            |    |

#### 1. Groupe de cas de charge (1) :

- $$Q_{c1,k} = \phi_1 \times Q_{c1}$$

$$= 1,1 \times 103,788$$

$$\boxed{Q_{c1,k} = 114,2 \text{ KN}}$$

- $$Q_{c2,k} = \phi_1 \times Q_{c2}$$

$$=1,1 \times 3,382$$

$$Q_{c2,k} = 4 \text{ KN}$$

- $Q_{h,k} = \phi_2 \times Q_h$

$$=1,23 \times 100$$

$$Q_{h,k} = 123 \text{ KN}$$

Donc :

$$\begin{aligned} \diamond \sum Q_{r,max} &= \frac{1}{2} Q_{c1,k} + \frac{l-e}{l} \times (Q_{c2,k} + Q_{hk}) \\ &= \frac{1}{2} \times 104,2 + \frac{24 - 0,76}{24} \times (4 + 123) \end{aligned}$$

$$\sum Q_{r,max} = 180 \text{ KN}$$

$$\rightarrow Q_{r,max} = \frac{\sum Q_{r,max}}{2} = \frac{180}{2}$$

$$Q_{r,max} = 90 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \diamond \sum Q_{r,max} &= \frac{1}{2} Q_{c1,k} + \frac{e}{l} \times (Q_{c2,k} + Q_{h,k}) \\ &= \frac{1}{2} \times 104 + \frac{0,76}{24} \times (4 + 123) \end{aligned}$$

$$\sum Q_{r,max} = 63 \text{ KN}$$

$$\rightarrow Q_{r,max} = \frac{\sum Q_{r,max}}{2} = \frac{63}{2}$$

$$Q_{r,max} = 31,5 \text{ KN}$$

## 2. Groupe de cas de charge (2) :

- $Q_{c1,k} = \phi_1 \times Q_{c1}$   
 $=1,1 \times 103,788$

$$Q_{c1,k} = 114,2 \text{ KN}$$

- $Q_{c2,k} = \phi_1 \times Q_{c2}$

$$=1,1 \times 3,382$$

$$Q_{c2,k} = 4 \text{ KN}$$

- $Q_{h,k} = \phi_3 \times Q_h$   
 $=1 \times 100$

$$Q_{h,k} = 100 \text{ KN}$$

Donc :

$$\begin{aligned} \diamond \sum Q_{r,max} &= \frac{1}{2} Q_{c1,k} + \frac{l-e}{l} \times (Q_{c2,k} + Q_{hk}) \\ &= \frac{1}{2} \times 104,2 + \frac{24 - 0,76}{24} \times (4 + 100) \end{aligned}$$

$$\sum Q_{r,max} = 158 \text{ KN}$$

$$\rightarrow Q_{r,max} = \frac{\sum Q_{r,min}}{2} = \frac{158}{2}$$

$$Q_{r,max} = 79 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \diamond \sum Q_{r,max} &= \frac{1}{2} Q_{c1,k} + \frac{e}{l} \times (Q_{c2,k} + Q_{hk}) \\ &= \frac{1}{2} \times 104,2 + \frac{0,76}{24} \times (4 + 100) \end{aligned}$$

$$\sum Q_{r,max} = 60,4 \text{ KN}$$

$$\rightarrow Q_{r,max} = \frac{\sum Q_{r,min}}{2} = \frac{60,4}{2}$$

$$Q_{r,max} = 30,2 \text{ KN}$$

### 3. Groupe de cas de charge (4), (5), et (6) :

- $Q_{c1,k} = \phi_4 \times Q_{c1}$   
 $=1 \times 103,788$

$$Q_{c1,k} = 114 \text{ KN}$$

- $Q_{c2,k} = \phi_4 \times Q_{c2}$   
 $=1 \times 3,382$

$$Q_{c2,k} = 3,4 \text{ KN}$$

- $Q_{h,k} = \phi_4 \times Q_h$   
 $=1 \times 100$

$$Q_{h,k} = 100 \text{ KN}$$

Donc :

$$\begin{aligned}\diamond \sum Q_{r,max} &= \frac{1}{2} Q_{c1,k} + \frac{l-e}{l} \times (Q_{c2,k} + Q_{hk}) \\ &= \frac{1}{2} \times 104 + \frac{24 - 0,76}{24} \times (3,4 + 100)\end{aligned}$$

$$\boxed{\sum Q_{r,max} = 152,12 \text{ KN}}$$

$$\rightarrow Q_{r,max} = \frac{\sum Q_{r,min}}{2} = \frac{152,12}{2}$$

$$\boxed{Q_{r,max} = 76 \text{ KN}}$$

$$\diamond \sum Q_{r,min} = \frac{1}{2} Q_{c1,k} + \frac{e}{l} \times (Q_{c2,k} + Q_{hk}) = \frac{1}{2} \times 104 + \frac{0,76}{24} \times (3,4 + 100)$$

$$\boxed{\sum Q_{r,min} = 55,27 \text{ KN}}$$

$$\rightarrow Q_{r,min} = \frac{\sum Q_{r,min}}{2} = \frac{55,27}{2}$$

$$\boxed{Q_{r,min} = 27,63 \text{ KN}}$$

## V.6. Détermination des charges horizontales

### V.6.1. Charges horizontales induites par les accélérations et décélérations du pont roulant

Nous allons déterminer ci-dessous les forces suivantes :

- La force d'entraînement **K**
- Les forces horizontales longitudinales  **$H_{L,1}$  et  $H_{L,2}$**
- Les forces horizontales transversales  **$H_{T,1}$  et  $H_{T,2}$**

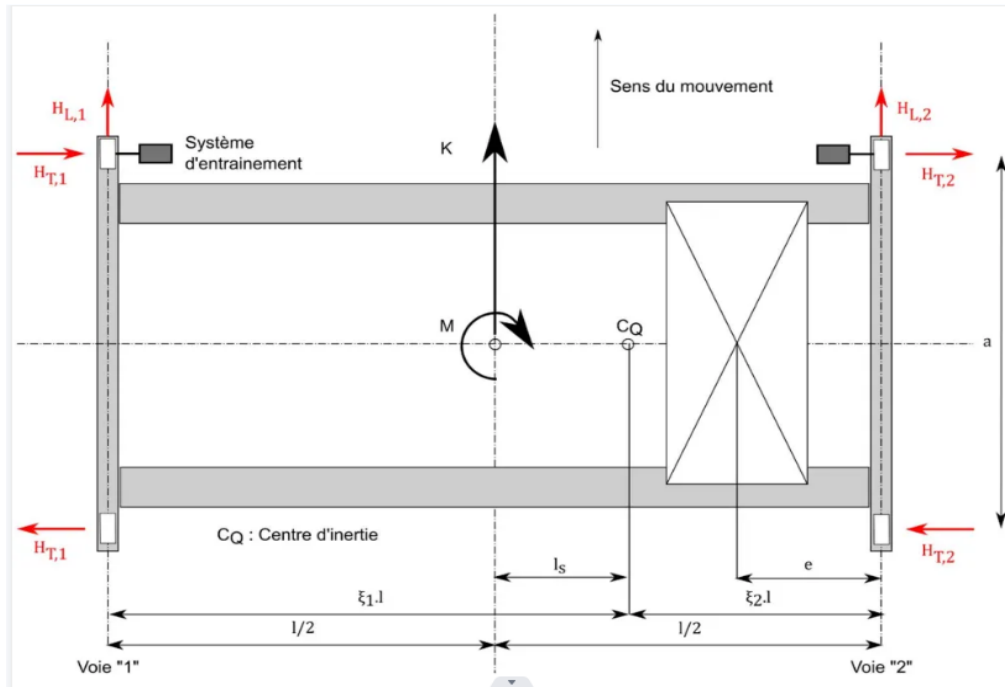


Figure V.11 Représentation des Charges Horizontales induites par les accélérations et décélérations du pont roulant

#### V.6.1.1. La force d'entraînement K

Nous avons la formule suivante :

$$K = K_1 + K_2 = \mu \cdot \sum Q_{r,min}^*$$

Avec :

$\mu$  est le coefficient de frottement et qui est égale à  $= 0,2$  pour un contact acier – acier.

Et aussi :

$$\sum Q_{r,min}^* = m_w \cdot Q_{r,min}$$

$m_w = 2$ , c'est le nombre de systèmes d'entraînement à un galet

$$\sum Q_{r,min} = \frac{1}{2} \cdot Q_{c1} + \frac{e_{min}}{l} \cdot Q_{c2} = \frac{1}{2} \cdot 103,788 + \frac{0,76}{24} \cdot 3,382$$

$$\boxed{\sum Q_{r,min} = 52 \text{ Kn}}$$

D'où :

$$Q_{r,min} = \frac{\sum Q_{r,min}}{2} = \frac{52}{2} = 26 \text{ Kn}$$

Ainsi :

$$\Sigma Q_{r,min}^* = 26 \times 2 = 52 \text{ Kn}$$

Alors :

$$K = 0,2 \times 52$$

$$K = 10,4 \text{ KN}$$

### V.6.1.2. Les forces horizontales Longitudinales $H_{L,1}$ , $H_{L,2}$

Nous avons la formule suivante :

$$H_{L,1} = H_{L,2} = \phi_5 \cdot K \cdot \frac{1}{n_r}$$

Avec :

➤  $n_r$  : le nombre de poutres de roulement = 2

➤  $\phi_5 = 1,5$

$$H_{L,1} = H_{L,2} = 1,5 \times 10,4 \times \frac{1}{2}$$

$$H_{L,1} = H_{L,2} = 7,8 \text{ KN}$$

### V.6.1.3. Les forces horizontales Transversales $H_{T,1}$ et $H_{T,2}$

$$H_{T,1} = \phi_5 \cdot \xi_2 \cdot \frac{M}{a}$$

Où :

➤ **M** est le moment résultant de la force d'entraînement et a l'empattement

➤  $\xi_1 = \frac{\Sigma Q_{r,max}}{\Sigma Q_r}$

➤  $\xi_2 = 1 - \xi_1$

#### 1. Calcul de $\xi_1$ :

$$\Sigma Q_{r,max1} = \frac{1}{2} \cdot Q_{c1} + \frac{1 - e_{min}}{1} \cdot (Q_{c,2} + Q_h) \quad \rightarrow \Sigma Q_{r,max} = 152 \text{ Kn}$$

$$\Sigma Q_{r,max2} = \frac{1}{2} \cdot Q_{c1} + \frac{e_{min}}{1} \cdot (Q_{c,2} + Q_h) \quad \rightarrow \Sigma Q_{r,max} = 55,16 \text{ Kn}$$

$$\Sigma Q_r = \Sigma Q_{r,\max 1} + \Sigma Q_{r,\max 2} = 207,16 \text{ KN}$$

D'où :

$$\xi_1 = 0,73$$

2.Calcul de  $\xi_2$  :

$$\xi_2 = 1 - \xi_1$$

$$\xi_2 = 0,27$$

3.Calcul M :

$$M = K.l_s$$

Alors :

$$l_s = \xi_1 \cdot l - 0,5 \cdot l$$

$$l_s = 5,52 \text{ m}$$

Alors :

$$M = 10,4 \times 5,52$$

$$M = 57,408 \text{ KN.m}$$

Ainsi :

$$H_{T,1} = 1,5 \times 0,27 \times \frac{57,408}{3,8}$$

$$H_{T,1} = 6,11 \text{ KN}$$

De la même façon :

$$H_{T,2} = \varphi_5 \cdot \xi_1 \cdot \frac{M}{a}$$

$$H_{T,2} = 16,54 \text{ KN}$$

### V.6.2. Charges horizontales causées par la marche en crabe du pont roulant

Afin de déterminer ces forces  $H_{s,i,j,L}$  et  $H_{s,i,j,T}$ , il est nécessaire de déterminer les paramètres suivants :

- L'angle d'obliquité  $\alpha$
- Le paramètre  $f$  (coefficient non positif)
- Le coefficient de force  $\lambda_{s,i,j,k}$

Avec :

i est le rail

j est la paire des galets

K est la direction de la force

### 1. L'angle d'obliquité $\alpha$

$$\alpha = \alpha_F + \alpha_V + \alpha_o \leq 0,015 \text{ rad}$$

On prend en considération pour cette valeur de  $\alpha$  la valeur la plus défavorable qui est de 0,015 rad alors :

$$\alpha = 0,015 \text{ rad}$$

### 2. Le coefficient non positif<sup>5</sup> f

$$f = 0,3(1 - \exp(-250. \alpha)) \leq 0,3$$

$$f = 0,3$$

### 3. Le coefficient de force<sup>6</sup> $\lambda_{s,i,j,k}$

Il est nécessaire de déterminer les paramètres suivants :

a. La distance entre la paire de galets et le système de guidage  $e_j$  :

Dans notre cas nous avons des galets à double boudin

Donc :  $e_1 = 0 \text{ m}$  et  $e_2 = R = 3,8 \text{ m}$

b. Combinaison des paires de galets

Dans les cas courants et dans notre cas, les deux galets ont leur propre axe de rotation ainsi ils sont indépendants l'un de l'autre comme le montre la figure ....

Donc :

-Notre combinaison des paires de galets est une IFF (Indépendant Fixe/Fixe)

-m=0 car nous avons des paires de galets indépendants<sup>7</sup>

c. La distance h

La distance h entre le centre de rotation instantané et le système de guidage concerné est donné par la formule suivante

---

<sup>5</sup> ENV 1991-5 : 1998 ; paragraphe 2.7.4.(2) (page 26 )

<sup>6</sup> ENV 1991-5 : 1998 ; Tableau 2.9 page 28

<sup>7</sup> ENV 1991-5:1998 page 28, Tableau 2.8

$$h = \frac{m \cdot \xi_1 \cdot \xi_2 l^2 + \sum e_j^2}{\sum e_j} = \frac{\sum e_j^2}{\sum e_j} = 3,8 \text{ m}$$

$$h = 3,8 \text{ m}$$

Ainsi suivant le tableau suivant nous allons déterminer les coefficients de force ci-dessous :

**Tableau V.5 Table V. Définition des valeurs  $\lambda_{S,i,j,k}$ <sup>8</sup>**

| Système | $\lambda_{S,j}$                              | $\lambda_{S,1,j,L}$                    | $\lambda_{S,1,j,T}$                              | $\lambda_{S,2,j,L}$                    | $\lambda_{S,2,j,T}$                              |
|---------|----------------------------------------------|----------------------------------------|--------------------------------------------------|----------------------------------------|--------------------------------------------------|
| CFF     | $1 - \frac{\sum e_j}{nh}$                    | $\frac{\xi_1 \xi_2}{n} \frac{\ell}{h}$ | $\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$ | $\frac{\xi_1 \xi_2}{n} \frac{\ell}{h}$ | $\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$ |
| IFF     |                                              | 0                                      | $\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$ | 0                                      | $\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$ |
| CFM     | $\xi_1 \left(1 - \frac{\sum e_j}{nh}\right)$ | $\frac{\xi_1 \xi_2}{n} \frac{\ell}{h}$ | $\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$ | $\frac{\xi_1 \xi_2}{n} \frac{\ell}{h}$ | 0                                                |
| IFM     |                                              | 0                                      | $\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$ | 0                                      | 0                                                |

➤ **Détermination de  $\lambda_{S,j}$  :**

$$\lambda_{S,j} = 1 - \frac{\sum e_j}{n \cdot h}$$

Où :

n est le nombre de paires de galets

$$\lambda_{S,j} = 1 - \frac{0 + 3,8}{2 \times 3,8} = 0,5$$

$$\lambda_{S,j} = 0,5$$

➤ **Détermination de  $\lambda_{S,1,j,L}$  et  $\lambda_{S,2,j,L}$  :**

Comme le montre le tableau V.5, nous avons :

$$\lambda_{S,1,j,L} = \lambda_{S,2,j,L} = 0$$

➤ **Détermination  $\lambda_{S,1,j,T}$  :**

i. Pour j = 1 (paire de galets avant) :

$$\lambda_{S,1,1,T} = \frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right)$$

<sup>8</sup> ENV 1991-5 : 1998, Tableau 2.8 page 28

$$\lambda_{S,1,1,T} = 0,135$$

ii. Pour j=2 (paire de galets arrière) :

$$\lambda_{S,1,2,T} = \frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_2}{h}\right)$$

$$\lambda_{S,1,2,T} = 0$$

➤ **Détermination  $\lambda_{S,2,j,T}$  :**

i. Pour j = 1 (paire de galets avant) :

$$\lambda_{S,2,1,T} = \frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right)$$

$$\lambda_{S,2,1,T} = 0,365$$

ii. Pour j=2 (paire de galets arrière) :

$$\lambda_{S,2,2,T} = \frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_2}{h}\right)$$

$$\lambda_{S,2,2,T} = 0$$

➤ **Détermination des forces horizontales longitudinales  $H_{S,1,L}$  et  $H_{S,2,L}$**

$$H_{S,1,L} = f \cdot \lambda_{S,1,j,L} \cdot \sum Q_{r,max} = 0 \text{ KN}$$

$$H_{S,2,L} = f \cdot \lambda_{S,2,j,L} \cdot \sum Q_{r,max} = 0 \text{ KN}$$

➤ **Détermination de la force de guidage S :**

$$S = f \cdot \lambda_s \cdot \sum Q_r^9$$

Nous avons précédemment calculé :  $\sum Q_r = 207,16 \text{ KN}$

Alors :

$$S = 0,3 \times 0,5 \times 207,16 = 31,074 \text{ KN}$$

<sup>9</sup> ENV 1991-5:1998, page 26,2.7.4 (2.6)

$$S = 31,074 \text{ KN}$$

➤ **Détermination des forces Transversales  $H_{s,i,j,T}$**

$$H_{s,i,j,T} = f \cdot \lambda_{s,1,j,T} \cdot \sum Q_r$$

i. Pour  $j=1$ , paire de galet avant :

-Rail gauche  $i=1$

$$H_{s,1,1,T} = 0,3 \times 0,135 \times 207,16$$

$$H_{s,1,1,T} = 8,389 \text{ KN}$$

-Rail droit  $i=2$  :

$$H_{s,2,1,T} = 0,3 \times 0,365 \times 207,16$$

$$H_{s,2,1,T} = 22,68 \text{ KN}$$

Donc :

$$H_{s,1,T} = S - H_{s,1,1,T}$$

$$\rightarrow H_{s,1,T} = 22,68 \text{ KN}$$

$$H_{s,2,T} = H_{s,2,1,T}$$

$$\rightarrow H_{s,2,T} = 22,68 \text{ KN}$$

ii. Pour  $j=2$ , paire de galet arrière :

Dans ce cas les paramètres  $\lambda_{s,1,2,T}$  et  $\lambda_{s,2,2,T}$  sont nuls alors :

$$H_{s,1,2,T} = H_{s,2,2,T} = 0 \text{ KN}$$

### V.6.3. Forces Horizontales causées par les accélérations et les décélérations du chariot $H_{T,3}$

L'eurocode recommande sous réserve que la charge utile soit libre de se balancer, de prendre la valeur de la force horizontale comme égale à 10% de la somme de la masse à lever et du poids du chariot<sup>10</sup> comme suit :

$$H_{T,3} = 0,1(Q_{c2} + Q_h)$$

$$H_{T,3} = 0,1 \cdot (3,382 + 100)$$

$$H_{T,3} = 10,33 \text{ KN}$$

<sup>10</sup> ENV 1991-5:1998, page 31, paragraphe 2.11.2

## V.7.Charges de fatigue

La charge de fatigue  $Q_e$  peut être déterminée suivant la formule<sup>11</sup> suivante :

$$Q_{e,i} = \varphi_{fat} \cdot \lambda_i \cdot Q_{max,i}$$

Où :

$\lambda_i$  : est le coefficient de dommage équivalent pour tenir compte du spectre de charge de fatigue normalisé applicable et du nombre absolu de cycles de charge par rapport à  $N = 2,0 \times 10^6$  cycles

$\varphi_{fat}$  : est le coefficient d'impact dynamique de dommage équivalent

$Q_{max,i}$  : est la valeur maximale de la charge verticale caractéristique du galet i

Avec :

$$\varphi_{fat,i} = \frac{1 + \varphi_i}{2}$$

➤ Pour  $i=1$  :

$$\varphi_{fat,1} = \frac{1 + \varphi_1}{2} = \frac{1 + 1,1}{2}$$

$$\varphi_{fat,1} = 1,05$$

➤ Pour  $i=2$  :

$$\varphi_{fat,2} = \frac{1 + \varphi_2}{2} = \frac{1 + 1,23}{2}$$

$$\varphi_{fat,2} = 1,115$$

Suivant le tableau de classement des actions de fatigue induites par les appareils de levage<sup>12</sup>, on prend la classe  $S_7$

Aussi, d'après le tableau des valeurs de  $\lambda$  selon le classement des appareils de levage<sup>13</sup> nous avons :

$$\lambda_1 = \lambda_2 = 1$$

Avec

$\lambda_1$  : pour les contraintes normales

$\lambda_2$  : pour les contraintes de cisaillement

➤ Pour les contraintes normales :

$$Q_{e,1} = \varphi_{fat} \cdot \lambda_1 \cdot Q_{max}$$

<sup>11</sup> ENV 1991-5:1998, page 32, paragraphe 2.12.1 (4)

<sup>12</sup> ENV 1991-5:1998, page 32, Tableau 2.11

<sup>13</sup> ENV 1991-5:1998, page 33, Tableau 2.12

$$Q_{e,1} = 1,115 \times 1 \times 90$$

$$Q_{e,1} = 100,35 \text{ KN}$$

➤ Pour les contraintes de cisaillement :

$$Q_{e,2} = \varphi_{fat} \cdot \lambda_2 \cdot Q_{max}$$

$$Q_{e,2} = 1,115 \times 1 \times 90$$

$$Q_{e,2} = 100,35 \text{ KN}$$

## V.8. Tableau Récapitulatif des Résultats

Tableau V.6 Récapitulatif des résultats

| Groupes de cas de charges             |                                        |             | 1                                                            | 2                                                         | 3                                      | 4                                      | 5               | 6               |
|---------------------------------------|----------------------------------------|-------------|--------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|----------------------------------------|----------------------------------------|-----------------|-----------------|
| Coefficient d'amplification dynamique |                                        |             | $\varphi_1 = 1,1$<br>$\varphi_2 = 1,23$<br>$\varphi_5 = 1,5$ | $\varphi_1 = 1,1$<br>$\varphi_3 = 1$<br>$\varphi_5 = 1,5$ | $\varphi_1 = 1,1$<br>$\varphi_5 = 1,5$ | $\varphi_1 = 1,1$<br>$\varphi_5 = 1,5$ | $\varphi_4 = 1$ | $\varphi_4 = 1$ |
| Charges Verticales en KN              | Poids propre du pont roulant à vide    | $Q_{r,min}$ | 31                                                           | 31                                                        | 27,65                                  | 27,65                                  | 27,65           | 27,65           |
|                                       |                                        | $Q_{r,min}$ | 29                                                           | 29                                                        | 26                                     | 26                                     | 26              | 26              |
|                                       | Poids propre du pont roulant en charge | $Q_{r,max}$ | 90                                                           | 79                                                        | -                                      | 76                                     | 76              | 76              |
|                                       |                                        | $Q_{r,max}$ | 31,5                                                         | 30,2                                                      | -                                      | 27,63                                  | 27,63           | 27,63           |
| Charges Horizontales en KN            | Accélération du pont roulant           | $H_{L,1}$   | 7,8                                                          | 7,8                                                       | 7,8                                    | 7,8                                    | -               | -               |
|                                       |                                        | $H_{L,2}$   | 7,8                                                          | 7,8                                                       | 7,8                                    | 7,8                                    | -               | -               |
|                                       |                                        | $H_{T,1}$   | 6,11                                                         | 6,11                                                      | 6,11                                   | 6,11                                   | -               | -               |
|                                       |                                        | $H_{T,2}$   | 16,54                                                        | 16,54                                                     | 16,54                                  | 16,54                                  | -               | -               |
|                                       | Marche en crabe                        | $H_{S1,L}$  | -                                                            | -                                                         | -                                      | -                                      | 0               | -               |
|                                       |                                        | $H_{S2,L}$  | -                                                            | -                                                         | -                                      | -                                      | 0               | -               |
|                                       |                                        | $H_{S1,T}$  | -                                                            | -                                                         | -                                      | -                                      | 22,68           | -               |
|                                       |                                        | $H_{S2,T}$  | -                                                            | -                                                         | -                                      | -                                      | 22,68           | -               |
|                                       | Accélération du chariot                | $H_{T,3}$   | -                                                            | -                                                         | -                                      | -                                      | -               | 10,33           |
|                                       |                                        |             |                                                              |                                                           |                                        |                                        |                 |                 |

### V.9.Prédimensionnement de la poutre de roulement

Nous allons procéder aux vérifications à l'ELS des flèches verticales et horizontales

#### Remarque :

**Il est à noter que les vérifications des flèches suivant l'Eurocode<sup>14</sup> recommande qu'ils soient effectués avec prise en compte des coefficients d'amplification dynamique.**

#### V.9.1. Flèche verticale

Suivant les recommandations de l'Eurocode<sup>15</sup>, la valeur limite de la flèche verticale doit être inférieure ou égale à  $\frac{L}{600}$ . Néanmoins nous préférons utiliser la flèche admissible proposé par le constructeur (comme le montre la figure V.3)

Alors :

$$f_{adm} = \frac{L}{750} = \frac{6000}{750}$$

$$f_{adm} = 8 \text{ mm}$$

#### ➤ Prédimensionnement de la poutre de roulement

Nous appliquerons afin d'obtenir l'inertie minimal de la section qui vérifiera  $f_{Qr,max} < f_{adm}$ , une charge concentrée sur la semelle supérieure de la poutre de roulement qui est égale à :

$$Q_{r,max} = 90 \text{ KN/galet}$$

Ainsi :

$$f_{Qr,max} < f_{adm}$$

$$\text{avec : } f_{Qr,max} = \frac{Q_{r,max} \times l^3}{48 \times E \times I_{min}}$$

$$\frac{Q_{r,max} \times l^3}{48 \times E \times I_{min}} < f_{adm}$$

$$I_{min} < \frac{Q_{r,max} \times l^3}{48 \times E \times f_{adm}}$$

D'où :

$$I_{min} \geq 24107,14286 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

✓ Le profilé adéquat est HEA340 d'inertie

$$\rightarrow I_{min} = 27690 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

<sup>14</sup> ENV 1993-6:1999, paragraphe 7.2.1 (3)

<sup>15</sup> ENV 1993-6:1999, page 37 Tableau 7.1

➤ **Vérification de la flèche sous chargement vertical**1. Combinaison de charges à l'ELS :➤ Poids du rail

Nous proposons d'utiliser un rail A55, ses caractéristiques sont présentées dans la figure V.12

**RAIL A55 (N°2)**

|                                                                           |                         |
|---------------------------------------------------------------------------|-------------------------|
| Section / Section                                                         | 40,5 cm <sup>2</sup>    |
| Poids / Weight                                                            | 31,8 kg/m               |
| Périmètre / Perimeter                                                     | 439,5 mm                |
| Moment d'inertie I <sub>x</sub> / Moment of inertia I <sub>x</sub>        | 178,0 cm <sup>4</sup>   |
| Module de flexion I <sub>x</sub> /v / Flexion modulus I <sub>x</sub> /v   | 68,5 cm <sup>3</sup>    |
| Module de flexion I <sub>x</sub> /v' / Flexion modulus I <sub>x</sub> /v' | 45,6 cm <sup>3</sup>    |
| Moment d'inertie I <sub>y</sub> / Moment of inertia I <sub>y</sub>        | 337,0 cm <sup>4</sup>   |
| Module de flexion I <sub>y</sub> /w / Flexion modulus I <sub>y</sub> /w   | 44,9 cm <sup>3</sup>    |
| Module de flexion I <sub>y</sub> /w' / Flexion modulus I <sub>y</sub> /w' | 44,9 cm <sup>3</sup>    |
| Surface à peindre / Area to paint                                         | 0,439 m <sup>2</sup> /m |

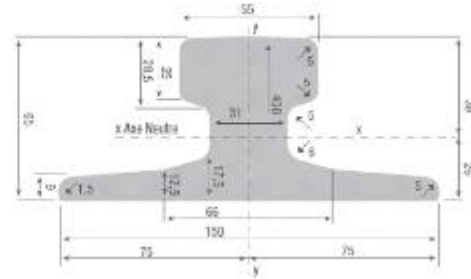


Figure V.12 Caractéristiques du Rail A55

Alors :

$$G_{rail} = 0,318 \text{ KN/m}$$

➤ Poids du profilé de la poutre de roulement

$$G_{HEA340} = 1,05 \text{ KN/m}$$

➤ Charges ponctuelles verticales

Au niveau de chaque galet, nous avons un chargement verticale ponctuel  $Q_{r,max}$  qui est égale à :

$$Q_{r,max} = 90 \text{ KN}$$

Alors :

$$Q_{ser} = G_{rail} + G_{IPE450} + Q_{r,max}$$

$$Q_{ser} = 90 + 1,05 + 0,318$$

$$Q_{ser} = 91,368 \text{ KN}$$

On obtient alors la flèche verticale suivante :

$$f_{Vser} = \frac{Q_{seer} \times l^3}{48 \times E \times I_{min}}$$

$$f_{Vser} = 7 \text{ KN}$$

$$\rightarrow f_{Vser} = 7 \text{ KN} < f_{adm} = 8 \text{ KN}$$

✓ La flèche verticale est vérifiée

### V.9.2. Flèche horizontale

➤ Chargement horizontal

Nous appliquerons au niveau de **la semelle supérieure** de la PDR une charge concentrée  $H_{S,1,T} = 22,68 \text{ KN}$ .

Ainsi pour une poutre bi-articulée, la flèche de service est donnée par :

$$f_{Hser} = \frac{H_{S,1,T} \times l^3}{48 \times E \times I_f}$$

Où  $I_f$  est le moment d'inertie de la semelle supérieure.

$$I_f = \frac{t_f \cdot b^3}{12} = \frac{16,5 \times 300^3}{12} = 37,125 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

D'où :

$$f_{Hser} = \frac{22,68 \times 6^3}{48 \times 2,1 \times 10^5 \times 37,125 \times 10^6}$$

$$f_{Hser} = 13 \text{ mm} \gg f_{adm} = 8 \text{ mm}$$

- La flèche horizontale est loin d'être vérifiée. Néanmoins, par soucis d'économie nous n'allons pas augmenter la section du profilé de la poutre de roulement mais nous augmenterons la rigidité à la flexion horizontale de la semelle supérieure.

Afin d'augmenter la rigidité de la semelle supérieure, nous réaliserons cela en soudant des cornières à ailes égales de part et d'autre de la semelle comme le montre la figure (V.13).

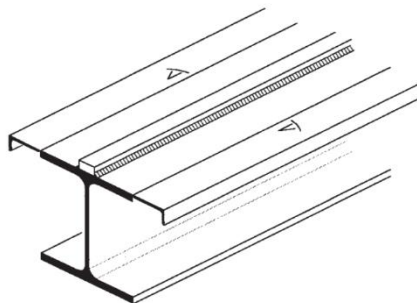


Figure V.13 profilé renforcé avec des cornières

- Détermination de l'inertie minimale de la section qui vérifiera la flexion horizontale

$$f_{Hser} < f_{adm}$$

$$\frac{H_{S,1,T} \times l^3}{48 \times E \times I_f} < f_{adm}$$

D'où :

$$I_{min} > \frac{H_{S,1,T} \times l^3}{48 \times E \times f_{adm}}$$

$$I_{min} \geq 60,75 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

✓ Nous avons opté pour une cornière à ailes égales **CAE 80x80x10**

Afin de déterminer l'inertie de **la semelle supérieure renforcée par des cornières**, nous avons utilisé le théorème des axes parallèles comme suit :

$$I_{tot} = I_{flange/z} + 2I_{CAE/zz}$$

$$I_{CAE/zz} = I_{CAE} + aire_{CAE} \times d_G^2$$

où  $d_g$  est la distance entre  $zz$  et le centre de gravité de la cornière

$$d_G = h - z_s + \frac{b}{2}$$

Alors :

$$I_{tot} = \frac{t_f^3 \cdot b}{12} + 2(I_{CAE} + aire_{CAE} \times (h - z_s + \frac{b}{2})^2)$$

Tableau V.7 Caractéristiques du profilé CAE 80x80x10

| $t_f$ (mm) | $b$ (mm) | $I_{CAE}(\text{mm}^4)$ | $aire(\text{mm}^2)$ | $h$ (mm) | $z_s$ (mm) |
|------------|----------|------------------------|---------------------|----------|------------|
| 16,5       | 300      | $87,5 \times 10^4$     | 1510                | 80       | 23.4       |

Donc :

$$I_{tot} = 130,654 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f_{Hser} = \frac{H_{S,1,T} \times l^3}{48 \times E \times I_{tot}}$$

$$f_{Hser} = \frac{22,68 \times 6^3}{48 \times 2,1 \times 10^5 \times 130,654 \times 10^6}$$

$$f_{Hser} = 3,7 \text{ mm}$$

✓ On conclue alors que la flèche est vérifiée  $f_{Hser} = 3,7 \text{ mm} < f_{adm} = 8 \text{ mm}$

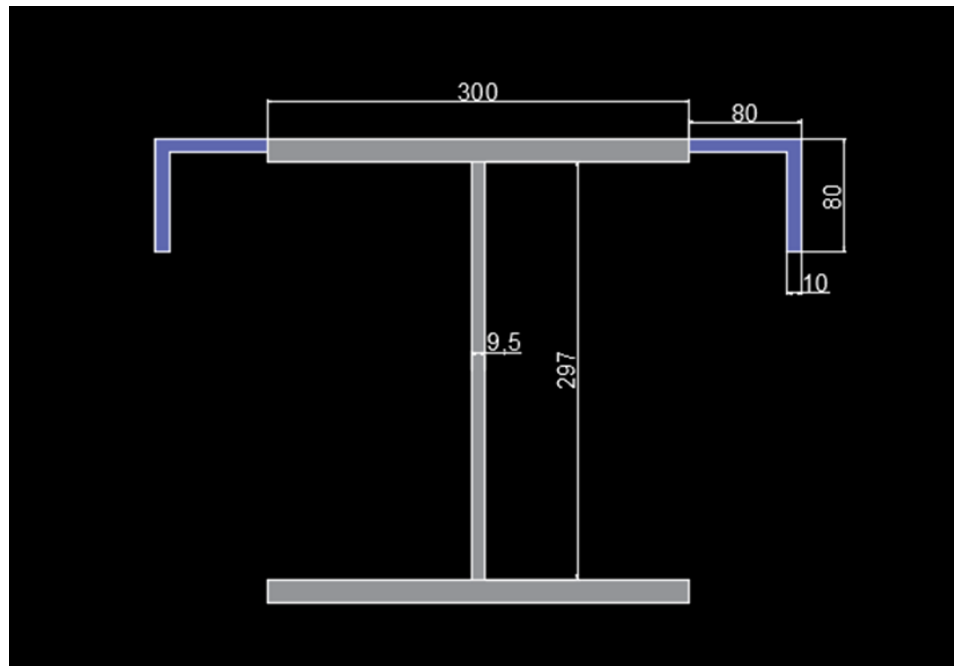


Figure V.14 Dimensions du profilé renforcé

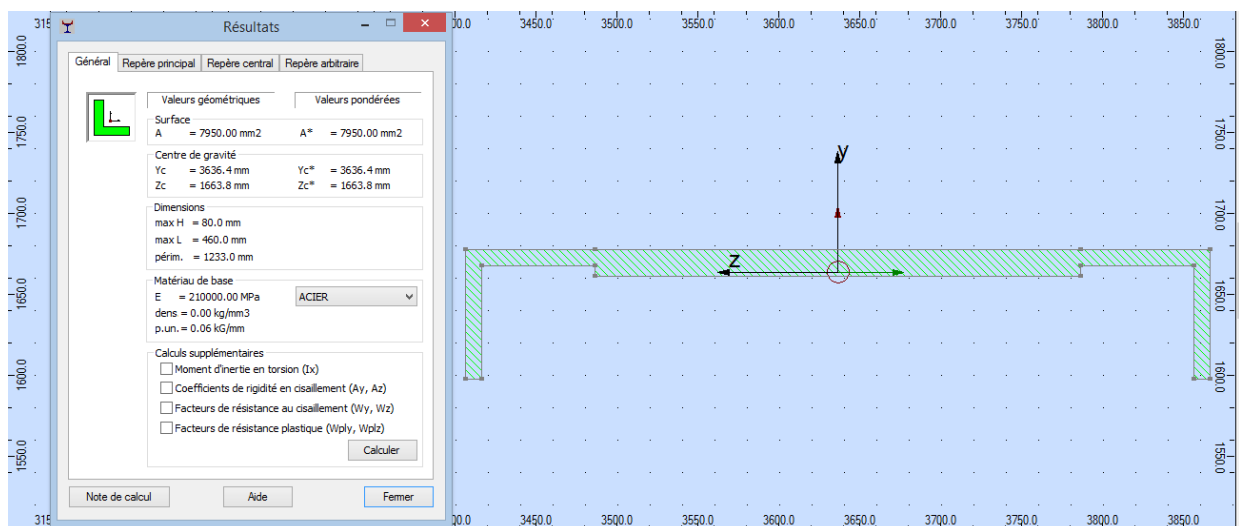


Figure V.15 Dimensions et caractéristiques géométriques de la semelle supérieure d'un HEA340 Renforcé

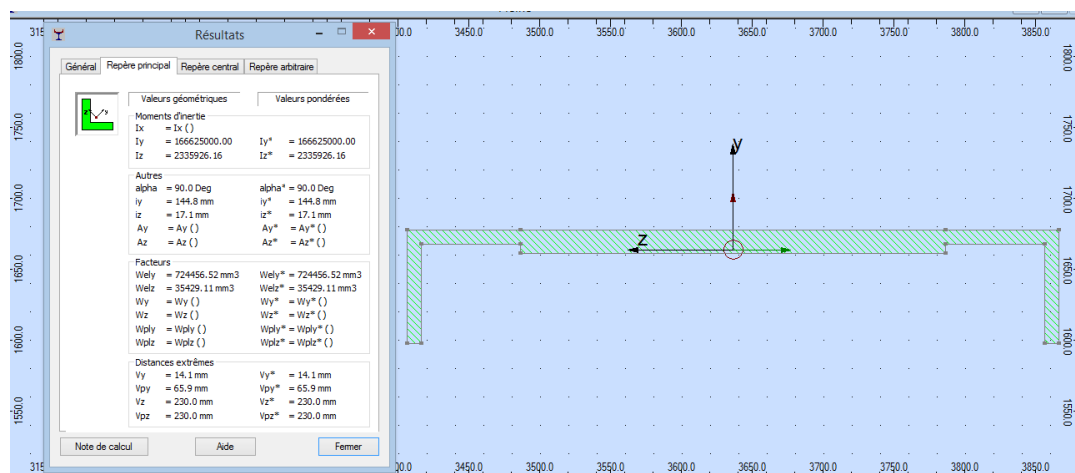


Figure V.16 Dimensions et caractéristiques géométriques de la semelle supérieure d'un HEA340 Renforcé

## V.10.Évaluation des charges

### 1. Charges verticales

#### ➤ Calcul du $M_{max}$

En utilisant le théorème de Barré :



$$\sum Q_{r, max} x d = Q_{r, max} x a$$

$$d = (Q_{r, max} x a) / \sum Q_{r, max} \quad \sum Q_{r, max} \times d = Q_{r, max} \times a$$

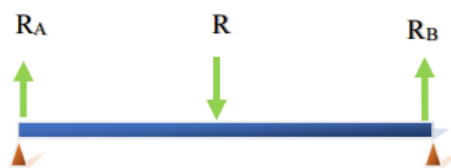
$$d = \frac{Q_{r, max} \times a}{\sum Q_{r, max}} = \frac{90 \times 3,8}{180} = 1,9 \text{ m}$$

Alors :  $x = 2,05 \text{ m}$

$$\sum M_{/A} = R_B \times l - \sum Q_{r, max} \times (d + x) = 0$$

$$\bullet \quad R_B = \frac{\sum Q_{r, max} \times (d + x)}{l} \quad \rightarrow R_B = 118,5 \text{ KN}$$

$$\bullet \quad R_A = \sum Q_{r, max} - R_B \quad \rightarrow R_A = 61,5 \text{ KN}$$



On a :

$$M_{max} = \frac{Q_{r, max} \times l}{4} \quad \text{si } e > 0,586l$$

$$\text{Ainsi : } \frac{e}{l} = 0,63 > 0,586$$

$$M_{max} = \frac{90 \times 6}{4} = 135 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = 135 \text{ KN.m}$$

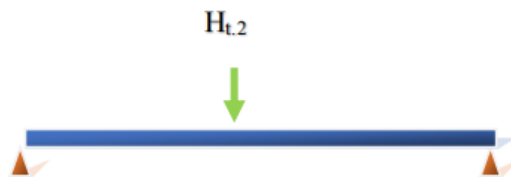
➤ **Calcul de  $T_{\max}$**

$$\sum M/B = (Q_{r, \max} \times (l-a)) + (Q_{r, \max} \times l) - (T_{\max} \times l) = 0$$

$$T_{\max} = \frac{1}{l} \times [(Q_{r, \max} \times (l-a)) + (Q_{r, \max} \times l)]$$

$T_{\max} = 123 \text{ KN}$

**2. Charges horizontales transversales**



$$H_{t,2} = 22,68 \text{ KN}$$

➤ **Calcul du  $M_{\max}$**

$$M(x) = x \left(1 - \frac{x}{l}\right) \times H_{T,2}$$

Pour :  $x = \frac{l}{2}$  on a :

$$M(l/2) = l/2 \cdot \left(1 - \frac{l/2}{l}\right) \cdot H_{T,2} = l/4 \cdot H_{T,2}$$

$$M_{\max} = 34,02 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du  $T_{\max}$**

L'effort tranchant est maximal lorsque la charge est sur l'un des appuis de la poutre :

$$T_{\max} = H_{T,2} = 22,68 \text{ KN}$$

**3. Charges horizontales longitudinales**

$$N = H_{L,i} = 26,01 \text{ KN}$$

➤ **Récapitulatif des Résultats :**

Tableau V.8 Récapitulatif des efforts internes de la poutre de roulement sous charges verticales et horizontales

| Charges   | Verticales | Horizontales<br>Transversales | Horizontales<br>Longitudinales |
|-----------|------------|-------------------------------|--------------------------------|
| $R_A$     | 61,5 KN    | /                             | /                              |
| $R_B$     | 118,5 KN   | /                             | /                              |
| $M_{max}$ | 135 KN.m   | 34,02 KN.m                    | /                              |
| $T_{max}$ | 123 KN     | 22,68 KN                      | /                              |
| $N_{max}$ | /          | /                             | 7,8 KN                         |

**V.11.Vérifications à l'ELU**

Nous avons l'empattement  $a = 3,8 \text{ m} > 0,568l = 3,408$

➤ Moment sollicitant dû au poids propre

$$M_{yEd1} = \frac{G_{Ed} \times l^2}{8}$$

Avec le poids propre  $G_{Ed}$  :

$$G_{Ed} = 1,35(G_{HEA340} + G_{rail})$$

$$G_{Ed} = 1,35(1,05 + 0,318)$$

$$G_{Ed} = 1,846 \text{ KN}$$

Donc le moment sollicitant :

$$M_{yEd1} = \frac{1,846 \times 6^2}{8}$$

$$M_{yEd1} = 8,307 \text{ KN.m}$$

➤ Moment sollicitant dû au chargement verticale  $Q_{r,max}$  charge d'exploitation :

$$M_{yEd2} = \frac{1,5 \times Q_{rmax} \times l}{4}$$

$$M_{yEd2} = \frac{1,5 \times 90 \times 6}{4}$$

$$M_{yEd2} = 202,5 \text{ KN.m}$$

➤ Moment sollicitant du au chargement verticale à l'ELU :

$$M_{yEd} = M_{yEd1} + M_{yEd2}$$

$$M_{yEd} = 8,307 + 202,5$$

$$M_{yEd} = 210,807 \text{ KN.m}$$

➤ Moment sollicitant du au chargement Horizontale transversal à l'ELU :

$$M_{zEd} = \frac{1,5 \times H_{s,1,t} \times l}{4}$$

$$M_{zEd} = \frac{1,5 \times 22,68 \times 6}{4}$$

$$M_{zEd} = 51,03 \text{ KN.m}$$

### V.11.1. Critère de vérification de la résistance en section

L'Eurocode recommande d'utiliser la formule approximative de vérification qui nous place dans la sécurité :

$$\frac{N_{Ed}}{A_{tf} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}} + \frac{M_{yEd}}{W_{ely} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}} + \frac{M_{zEd}}{W_{elz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}} \leq 1 \dots \dots \dots (1)$$

Nous avons :

- $N_{Ed} = 1,5 \times H_{L1} = 1,5 \times 7,8 = 11,7 \text{ KN}$
- $M_{yEd} = 210,807 \text{ KN.m}$
- $M_{zEd} = 51,03 \text{ KN.m}$
- $A_{tf} = b \times t_f = 300 \times 16,5 = 4950 \text{ mm}^2$
- $W_{ely} = 1,678 \times 10^6 \text{ mm}^3$
- $W_{elz} = 724456,52 \text{ mm}^3$
- $\gamma_{m0} = 1,1$

D'après la formule (1) :

$$\frac{11,7 \times 10^3}{4950 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{210,807 \times 10^3 \times 10^3}{1,678 \times 10^6 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{51,03 \times 10^3 \times 10^3}{724456,52 \times \frac{275}{1,1}} \leq 1$$

$$0,01 + 0,5 + 0,281 = 0,791 < 1$$

✓ La résistance en section pour cette sollicitation en flexion déviée composée est vérifiée

**V.11.2. Vérification de la résistance à l'effort tranchant**

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{ed} < V_{pl,rd}$$

On a :

$$V_{ed1} = 123 \text{ KN} : \text{effort tranchant vertical}$$

$$V_{ed2} = 22,68 : \text{effort tranchant transversal}$$

Avec :

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{v,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}$$

$$\text{Où : } A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$$

$$A_{vz} = 4497,75 \text{ mm}^2$$

$$\text{Ainsi : } V_{pl,rd} = 649,19 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{ed1} = 123 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 649,19 \text{ KN}$$

$$V_{ed2} = 22,68 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 649,19 \text{ KN}$$

✓ La résistance à l'effort tranchant est donc vérifiée

**V.11.3. Vérification au déversement**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante<sup>16</sup> :

$$\frac{M_{ed}}{M_{b,rd}} < 1$$

- $M_{ed} = M_{y, ed} = 210,807 \text{ KN.m}$

- $M_{b,rd} = \frac{x_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$

$$\begin{cases} \beta_w = 1 \text{ (section de classe 1)} \\ X_{Lt} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \end{cases} \quad \text{avec } X_{Lt} \leq 1^{17}$$

<sup>16</sup> CCM97, page 79 paragraphe 5.5.2 formule (5.48)

<sup>17</sup> CCM97, page 80 formule (5.49)

Avec :

$$\Phi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0.21$  pour les profils laminés<sup>18</sup>

➤  $\bar{\lambda}_{LT}$  : c'est l'élancement réduit du déversement

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_w}$$

Avec :

$$\bullet \quad \lambda_1 = 93,9 \xi = 93,9 \times 0,92 = 86,38 \quad \rightarrow \lambda_1 = 86,38$$

$$\bullet \quad \lambda_{LT}^{19} = \frac{\frac{0,9.L}{i_z}}{\sqrt{C_1} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

Avec :  $C_1 = 1,132$

| $L(m)$ | $i_z(cm)$ | $t_f(mm)$ | $h(mm)$ |
|--------|-----------|-----------|---------|
| 6      | 7,46      | 16,5      | 33      |

Alors :  $\lambda_{LT} = 58,65$

Donc :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{58,65}{86,38}\right) \sqrt{1} = 0,68$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,68 > 0,4$$

→ risque de déversement

Ainsi :

$$\bullet \quad \Phi_{LT} = 0,5 (1 + 0,21 (0,68 - 0,2) + 0,68^2) \quad \rightarrow \Phi_{LT} = 0,78$$

$$\bullet \quad X_{Lt} = \frac{1}{0,78 + \sqrt{0,78^2 + 0,68^2}} = 0,86 \quad \rightarrow X_{Lt} = 0,86$$

Alors :

$$M_{b,rd} = 397,75 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_{ed} = 210,807 \text{ KN.m} < M_{b,rd} = 397,75 \text{ KN.m}$$

✓ La résistance au déversement est donc vérifiée

<sup>18</sup> CCM97, page 80 paragraphe (3)

<sup>19</sup> CM97, page 148 Annexe B formule (B.20)

**V.11.4. Vérification de la résistance à l'écrasement**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante<sup>20</sup> :

$$R_{sd} < R_{yRd}$$

Avec :  $R_{sd} = Q_{r,max} = 90 \text{ KN}$

Et :

$$R_{y,Rd} = S_y \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad 21$$

Où :

- $h_R$  : la hauteur de rail = 65 mm
- $\sigma_{fED} = \frac{M_{max}}{W_{pl,y}} = 8.045 \times 10^{-5} \text{ KN/mm}^2$
- $S_y^{22} = 2 \times (t_f + h_r) \times [1 - (\gamma_{M0} \cdot \sigma_{fED} / f_y) 2]^{0.5} = 162.92 \text{ mm}$

Alors :

$$R_{y,Rd} = 386,935 \text{ KN}$$

On a ainsi :

$$R_{sd} = 90 \text{ KN} < R_{y,Rd} = 386,935 \text{ KN}$$

✓ La résistance à l'écrasement est donc vérifiée

**V.11.5. Vérification de la résistance à l'enfoncement local**

Suivant l'Eurocode<sup>23</sup> nous avons trois critères à vérifier comme suit :

$$F_{sd} < R_{aRd}$$

$$M_{sd} < M_{CRd}$$

Et :

$$\frac{F_{sd}}{R_{aRd}} + \frac{M_{sd}}{M_{CRd}} \leq 1.5$$

<sup>20</sup> EC3 ; Formule 5.74 page 203

<sup>21</sup> ENV 1993-1-1, page 104 formule (5.74)

<sup>22</sup> ENV 1993-1-1, page 104 formule (5.76)

<sup>23</sup> ENV 1993-1-1, page 104 paragraphe (2) formules (5.78a), (5.78b) et (5.78c)

➤ Pour la 1ère condition :

Nous avons :

$$R_{a,Rd} = 0,5 \cdot t_w^2 \cdot (E \cdot f_y)^{0,5} \cdot \left[ \left( \frac{t_f}{t_w} \right)^{0,5} + 3 \left( \frac{t_w}{t_f} \right) \cdot \left( \frac{s_s}{d} \right) \right] / \gamma_{M1}$$

$$R_{a,Rd} = 0,5 \cdot (t_w)^2 \cdot (E \cdot f_y)^{0,5} \cdot \left[ \left( \frac{t_f}{t_w} \right)^{0,5} + 3 \left( \frac{t_w}{t_f} \right) \cdot \left( \frac{s_s}{d} \right) \right] / \gamma_{M1} \text{ Et :}$$

$$F_{Sd} = Q_{r,max} = 90 \text{ KN}$$

Ainsi :

$$F_{Sd} = 90 \text{ KN} < R_{a,Rd} = 518,54 \text{ KN}$$

➤ Pour la 2ème condition :

$$M_{sd} = M_{max} = 135 \text{ KN.m}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 419,5 \text{ KN.m}$$

Alors :

$$M_{sd} = 135 \text{ KN.m} < M_{c,Rd} = 419,5 \text{ KN.m}$$

➤ Pour la 3ème condition :

Nous avons :

$$\frac{F_{Sd}}{R_{a,Rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{c,Rd}} \leq 1,5$$

Donc :

$$\frac{90}{518,54} + \frac{135}{419,5} = 0,49 \leq 1,5$$

✓ La résistance à l'enfoncement local est vérifiée

#### V.11.6. Présentation de la modélisation de la poutre de roulement sur le Tekla structures

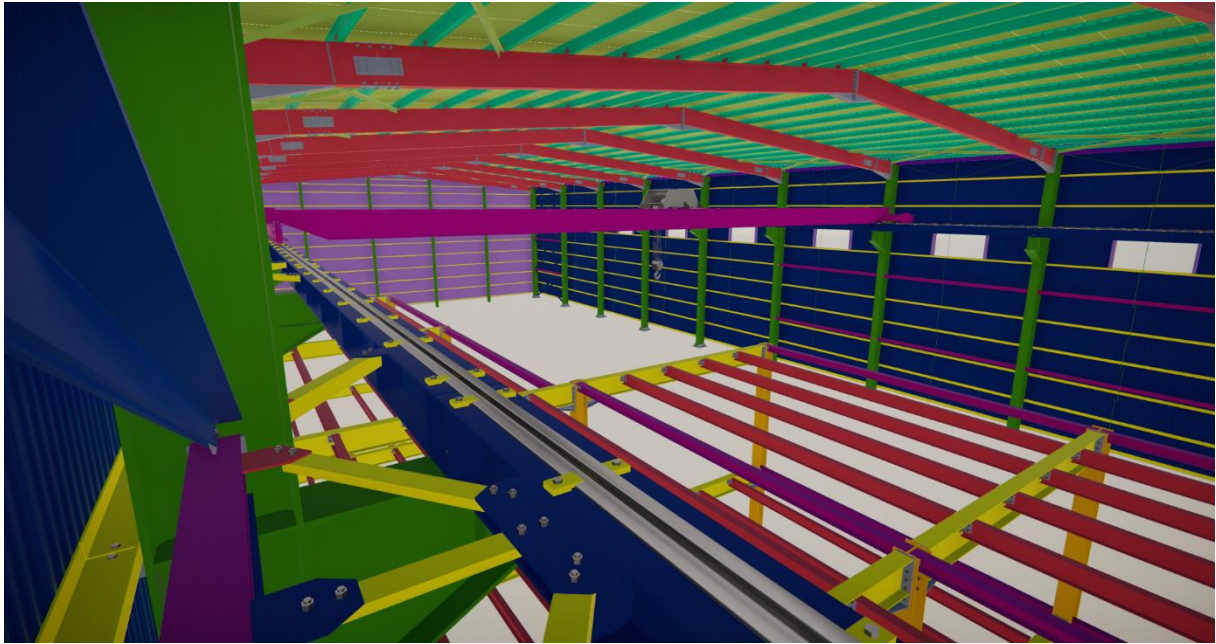


Figure V.17 présentation du pont roulant avec le logiciel Tekla Structures

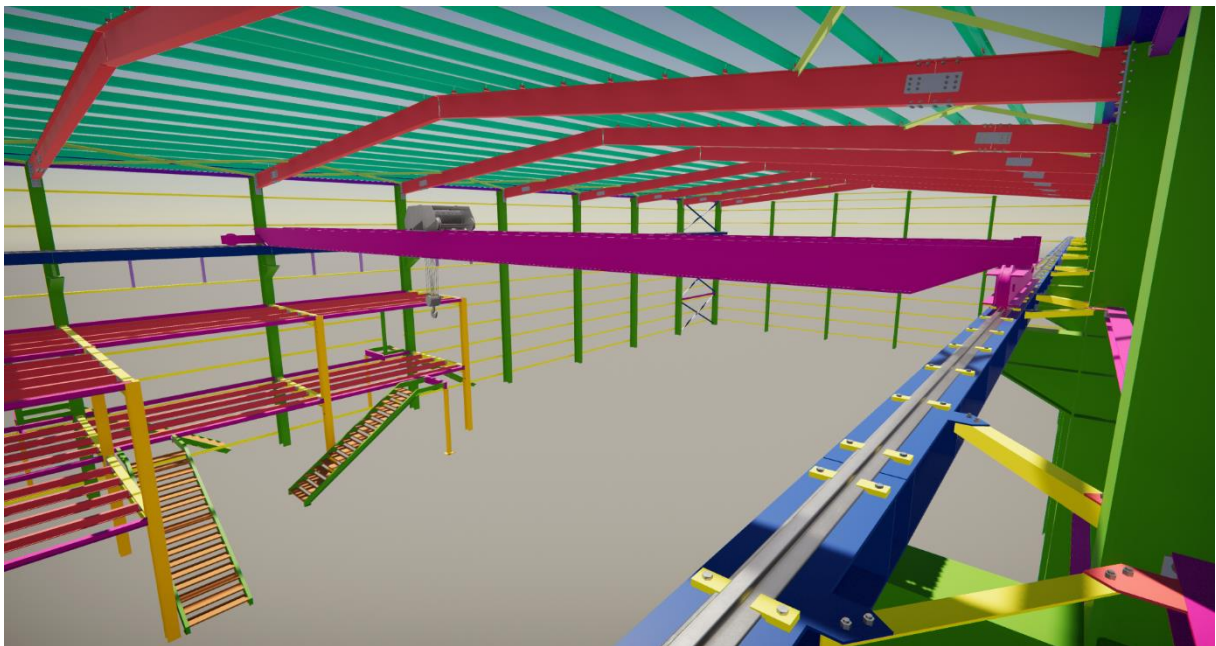


Figure V.18 présentation du pont roulant à l'intérieur de l'hangar avec le logiciel Tekla Structures

### V.12. Conclusion

Suite à nos calculs et vérifications on obtient les sections suivantes pour les éléments constituant le pont roulant

- Poutre de roulement en **HEA340**.
- Semelle renforcer avec une cornière **CAE 80x80x10**.

**CHAPITRE VI**  
**ETUDE DE L'ESCALIER**

## Chapitre VI Étude de l'escalier

### VI.1. Introduction

Un escalier est un ouvrage de circulation verticale qui permet de franchir des différences de hauteur en faisant un minimum d'efforts. Il fait donc office de lien praticable entre deux niveaux ou planchers situés à des hauteurs différentes.<sup>1</sup>

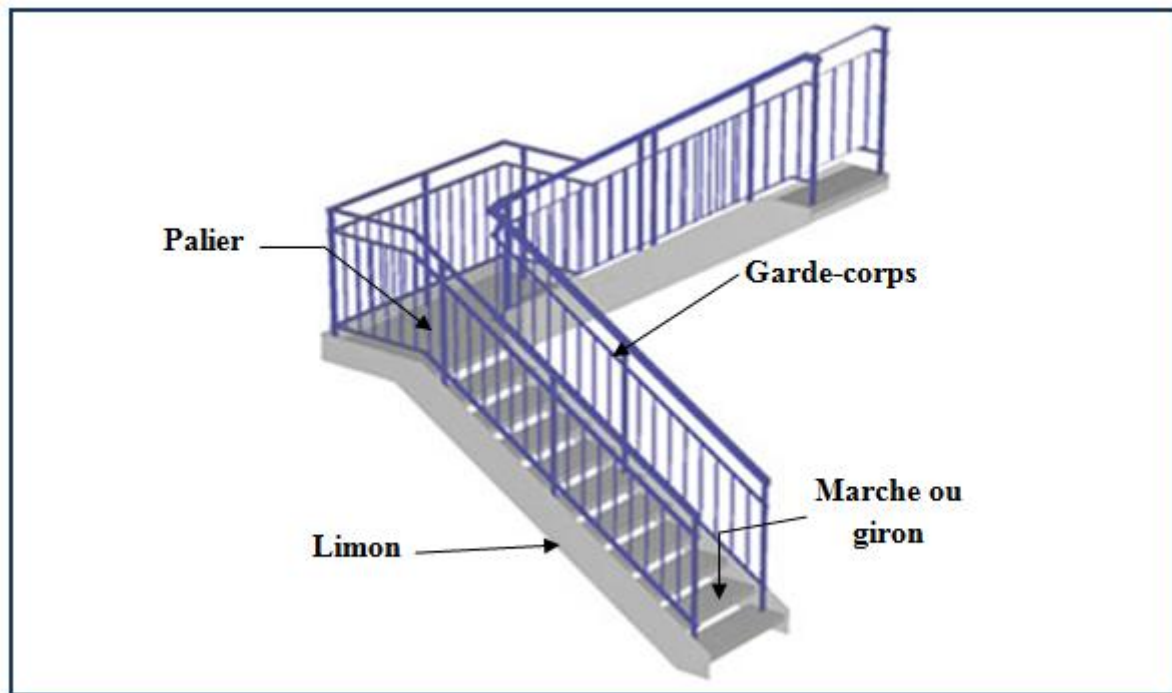


Figure VI.1 les éléments d'un escalier.

- **Palier** : Est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marches, dont la fonction est de 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, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer à U sur l'âme verticale.
- **Garde-corps** : Il est utilisé pour assurer la sécurité.

---

<sup>1</sup> <https://www.batidoc.ch/connaissances-techniques-scene-article/connaissances/escaliers/41910578>

## VI.2. Dimensionnement

➤ Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

- la hauteur de l'étage :  $H = 3,06 \text{ m}$  ;
- les dimensions en plan de la cage d'escalier :
- emmarchement :  $1,3 \text{ m}$
- les conditions que doit satisfaire les marches et les contres marches sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} - h : \text{hauteur de la marche, } 16.5 \text{ cm} \leq h \leq 18.5 \text{ cm} ; \\ - g : \text{largeur de la marche (giron), } 27 \leq G \leq 30 \text{ cm} ; \\ 60 \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm. (Formule de RONDELET).} \end{array} \right.$$

-On admet une hauteur de marche :  $h = 18 \text{ cm}$ , alors le nombre des marches (n) est :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{18} = 17 \text{ contre marche ; } N^{\text{br}} \text{ de marche} = 15 \text{ marches}$$

-la largeur d'une marche est :  $g=25 \text{ cm}$

➤ La vérification selon RONDELET :

Il faut vérifier que :  $60 \leq g + 2.h \leq 66 \text{ cm}$

$$\rightarrow 60 < 25 + 2.18 = 61 \text{ cm} < 66$$

⇒ la condition est vérifiée.

- La figure ci-dessous résume les différentes dimensions des escaliers :

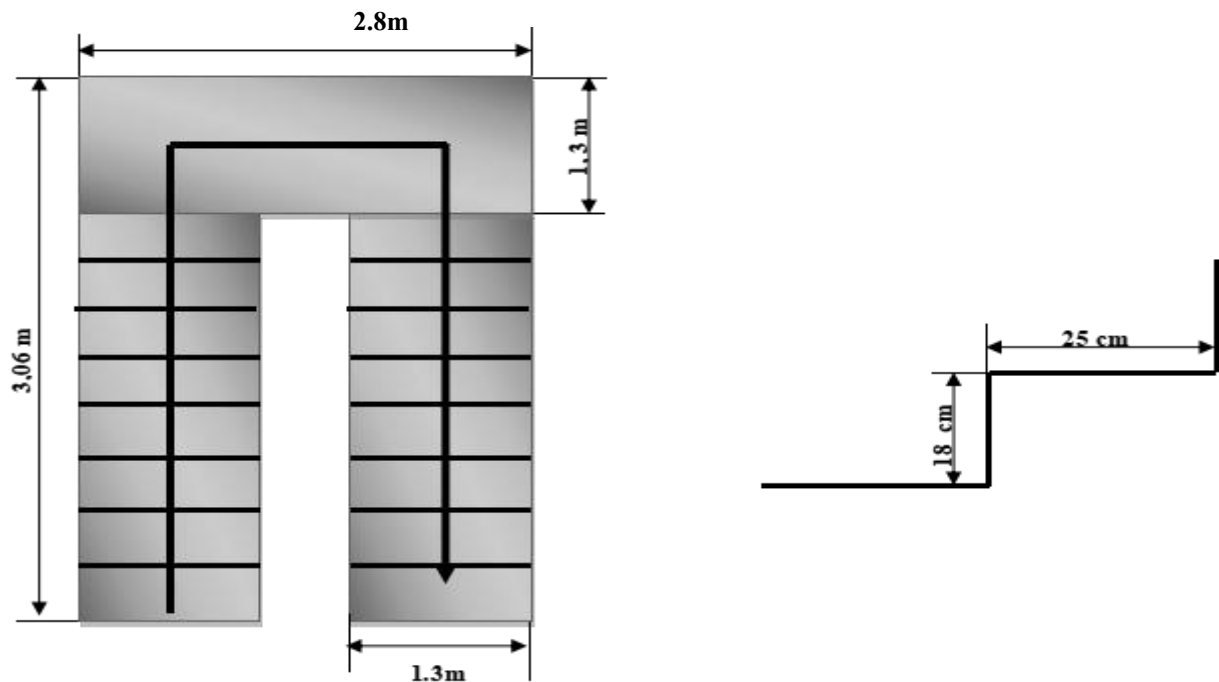


Figure VI.2 les dimensions de l'escalier

### VI.3. Dimensionnement des supports des marches

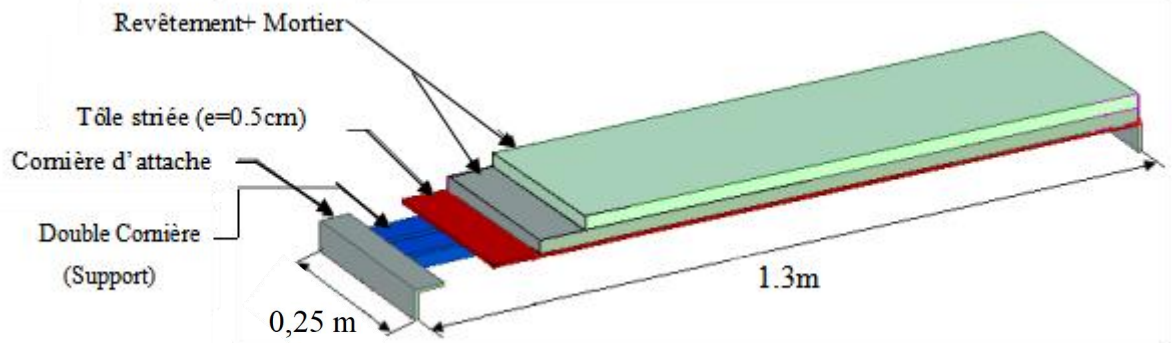


Figure VI.3 Eléments constructif de la marche

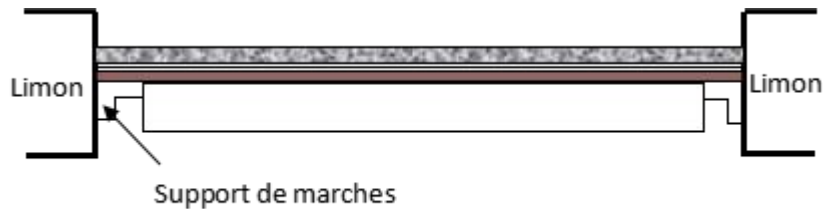


Figure VI.4 Disposition des cornières

Longueur de la marche :  $L = 1,3\text{m}$

Largeur de la marche :  $l = 0,25\text{ m}$

#### VI.3.1. Déterminations des sollicitations

- Tôle striée :  $\text{ép} = 5\text{ mm}$  :  $G_1 = 0.4\text{KN/m}^2$

- Mortier de pose + Revêtements :  $G_2 = 0.6\text{KN/m}^2$

✓ Charge permanente :

$$G = (G_1 + G_2) \times l = (0.4 + 0.6) \times 0,25 = 0.25\text{ KN/m}$$

✓ Surcharge d'exploitation :  $q = 2.50\text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times l = 2.50 \times 0,25 = 0.625\text{ KN/m}$$

✓ Combinaison à l'ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 0,25 + 0,625 = 0,875 \text{ KN/m} \\ \rightarrow 0,875 \text{ KN/m}$$

✓ Combinaison à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1,35 \times 0,25 + 1,5 \times 0,625 = 1,275 \text{ KN/m} \quad \rightarrow 1,275 \text{ KN/m}$$

### VI.3.2. Pré dimensionnement des cornières de supports

On dimensionne les supports des marches sous la condition de la flèche suivante :

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{130}{250} = 5,2 \text{ mm}$$

$$f_y = \frac{5 \times Q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 0,875 \times 250 \times 1,3^3}{384 \times 2,1 \times 10^5} \quad \Rightarrow I_y \geq 29798,719 \text{ mm}^4$$

✓ La cornière 40×40×4 est adopté comme support de marches avec inertie égale à  $I_y = 4,47 \times 10^4 \text{ mm}^4$

### VI.3.3. Vérification de la flèche à l'ELS

- Charge permanente :

$$G = (G_1 + G_2) \times l + G_{L\ 40 \times 40 \times 4} = (0,4 + 0,6) \times 0,25 + 0,242 = 0,492 \text{ KN}$$

- Combinaison à l'ELS :

$$G + Q = 0,492 + 0,625 = 1,117 \text{ KN/m}$$

- Combinaison à l'ELU :

$$1.35G + 1.5Q = 1,35 \times 0,492 + 1,5 \times 0,625 = 1,6017 \text{ KN/m}$$

$$f_y = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384EI_y} \leq f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$f_y = \frac{5 \times 1,117 \times 1,3^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 4,47 \times 10^4} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f_y = 4,42 \text{ mm} \leq f_{adm} = 5,2 \text{ mm}$$

✓ La flèche est vérifiée

#### VI.3.4. Vérification de la résistance à l'ELU

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

➤ Classe de la section transversale : cornière de **classe 3**

Il faut vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{el,y,Rd}$

$$M_{sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{1,275 \times 1,3^2}{8} = 0,269 \text{ KN.m}$$

$$M_{el,y,Rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,55 \times 10^3 \times 275}{1,1} = 0,387 \text{ KN.m}$$

Alors :

$$M_{sd} < M_{el,y,Rd}$$

✓ La condition de résistance est vérifiée

#### VI.3.5. Vérification à l'effort tranchant

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$\bullet \quad V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{1,275 \times 1,3}{2} = 0,828 \text{ KN}$$

$$\bullet \quad V_{pl,rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 3,08 \times 10^2 \cdot \frac{275}{1,1 \cdot \sqrt{3}} = 44,45 \text{ KN}$$

Alors :

$$V_{sd} = 0,828 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 44,45 \text{ kN}$$

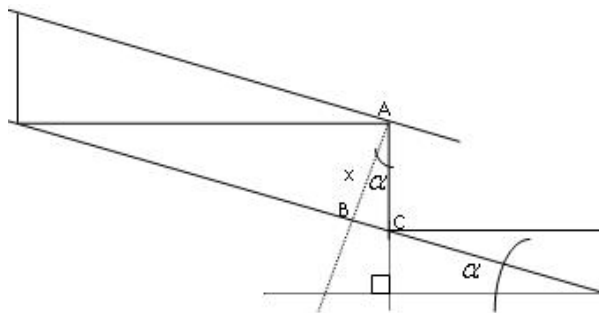
✓ L'effort tranchant est vérifié

#### VI.4. Dimensionnement du limon

##### VI.4.1. Détermination de la section du limon

Il faut calculer la hauteur minimale qui répond à la condition de pente et de la largeur de marche pour avoir le profilé UPN minimum à adopté :

Dans le triangle ABC :



$$\cos \alpha = \frac{x}{AC} = \frac{x}{h}$$

Avec :

$$\tan \alpha = \frac{18}{25} = 35.75^\circ$$

$$\rightarrow x = h \cdot \cos \alpha = 18 \cdot \cos(35.75) = 146.08 \text{ mm}$$

✓ Donc on adopte au minimum un **UPN160** de  $h=160 \text{ mm}$

##### VI.4.2. Évaluation des charges

###### ❖ Volée

###### ➤ Charges permanentes

- Poids de 2 limons (UPN160) .....  $G_1 = 2 \times 0,189 = 0,378 \text{ kN/m}$
- Poids de la cornière (40×40×4) .....  $G_2 = 0,0242 \text{ kN/m}$
- Coffrage perdu en tôle d'épaisseur (2mm) .....  $G_3 = 0,15 \text{ kN/m}^2$
- Mortier de pose (2cm) .....  $G_4 = 0,4 \text{ kN/m}^2$

- Revêtements en carrelages ..... $G_5=0,6 \text{ kN/m}^2$
- Garde corps ..... $G_6=0,15 \text{ kN/m}^2$

Charge totale :

$$G_v = (G_3 + G_4 + G_5 + G_6) \times L + G_1 + G_2 = (0,15 + 0,4 + 0,6 + 0,15) \times 1,3 + 0,378 + 0,0242$$

$$G_v=2,09 \text{ kN/m}$$

Charge totale pour un limon :  $G_{v1} = \frac{2,09}{2} = 1,045$

$$G_{v1}=1,045 \text{ kN/m}$$

### ➤ Charge d'exploitation

$$P=2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_v=P. L=2,5.1,3=3.25 \text{ kN/m}$$

$$Q_v=3,25 \text{ kN/m}$$

Charge totale pour un limon :

$$Q_{v1} = \frac{Q_v}{2} = \frac{3,25}{2} = 1,62 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v1}=1,62 \text{ kN/m}$$

### ❖ Palier

#### ➤ Charges permanentes

- Dalle en béton (ep=8cm)..... $G_1=2 \text{ kN/m}^2$
- Poids de TN40 ..... $G_2=0,12 \text{ kN/m}^2$
- Mortier de pose (2cm) ..... $G_3=0,4 \text{ kN/m}^2$
- Revêtements en carrelages ..... $G_4=0,6 \text{ kN/m}^2$

$$G_p = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \times 1,3 = 4,056 \text{ kN/m}$$

$$G_p=4,056 \text{ kN/m}$$

#### ➤ Charge d'exploitation

$$P=2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_p=P. 0,65=2,5.1,3= 3,25 \text{ kN/m}$$

$$Q_p=3,25 \text{ kN/m}$$

**VI.4.3. Combinaison des charges****➤ l'ELU**

- Limon :  $\Sigma \gamma_G \cdot G_V + \gamma_Q \cdot Q_V = 1,35 \times 1,045 + 1,5 \times 1,62 = 3,84 \text{ kN/m}$
- Palier :  $\Sigma \gamma_G \cdot G_P + \gamma_Q \cdot Q_P = 1,35 \times 4,056 + 1,5 \times 3,25 = 10,35 \text{ kN/m}$

**➤ l'ELS**

- Limon :  $G_V + Q_V = 1,045 + 1,62 = 2,665 \text{ kN/m}$
- Palier :  $G_P + Q_P = 4,056 + 3,25 = 7,306 \text{ kN/m}$

**VI.4.4. Vérification de la flèche à l'ELS**

La condition à vérifier est la suivante :

$$f_{max} < f_{adm}$$

Avec :

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

$$f_{adm} = 14,5 \text{ mm}$$

Et à l'aide du logiciel RDM 6 nous avons obtenu la flèche maximale qui est égale à :

|                             |
|-----------------------------|
| $f_{max} = 4.53 \text{ mm}$ |
|-----------------------------|

✓ La flèche est donc vérifiée

**VI.4.5. Vérification de la résistance à l'ELU**

Il faut vérifier que :

$$M_{ed} \leq M_{Rd}$$

Nous avons ainsi :

$$M_{Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 138 \times 10^3 \times \frac{2,75}{1,1} = 34,5 \text{ KN.m}$$

## CHAPITRE VI ETUDE DE L'ESCALIER

Nous avons obtenu le moment fléchissant maximal à l'aide du logiciel RDM6 comme le montre la figure (VI.5)

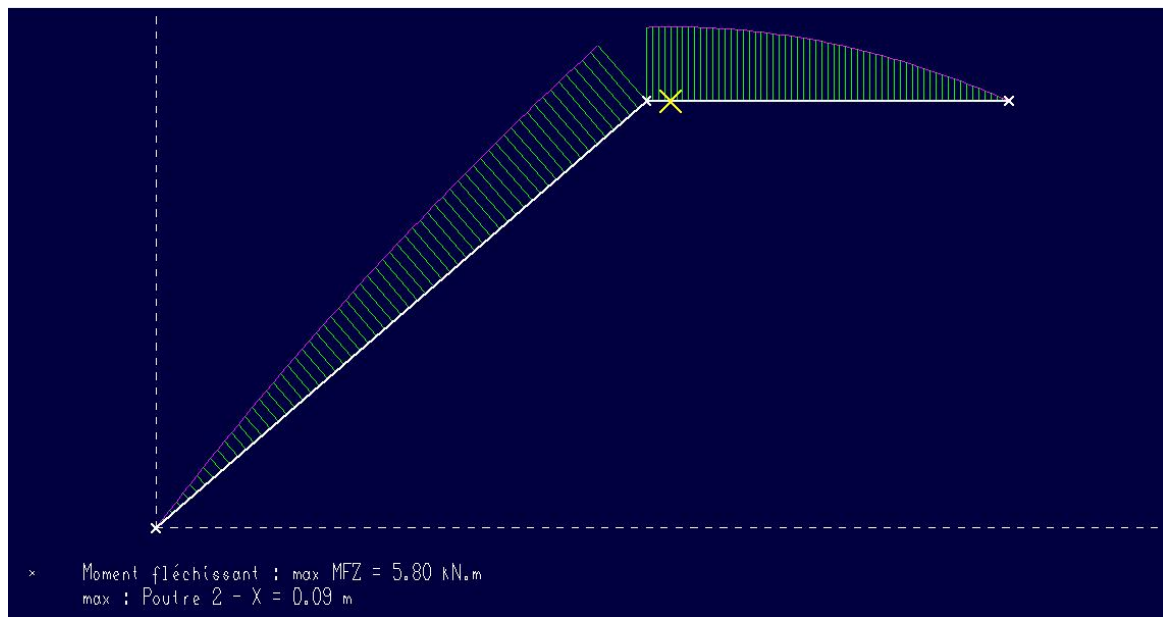


Figure VI.5 - Diagramme du moment fléchissant obtenu depuis le logiciel RDM6

Nous avons ainsi :

$$M_{ed} = 5.8 \text{ KN.m}$$

Alors :

$$M_{ed} = 5,8 \text{ KN.m} < M_{Rd} = 34,5 \text{ KN.m}$$

✓ La condition de résistance est donc vérifiée

### VI.4.6.Vérification de l'effort axial de compression

Il faut vérifier que la condition suivante est vérifiée :

$$N_{ed} \leq N_{pl,Rd}$$

Nous avons :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{24 \times 10^2 \times 275}{1.1} = 600 \text{ KN}$$

## CHAPITRE VI ETUDE DE L'ESCALIER

A l'aide du logiciel RDM6, nous avons obtenus l'effort axial maximal comme le montre la figure( VI.6) suivante :

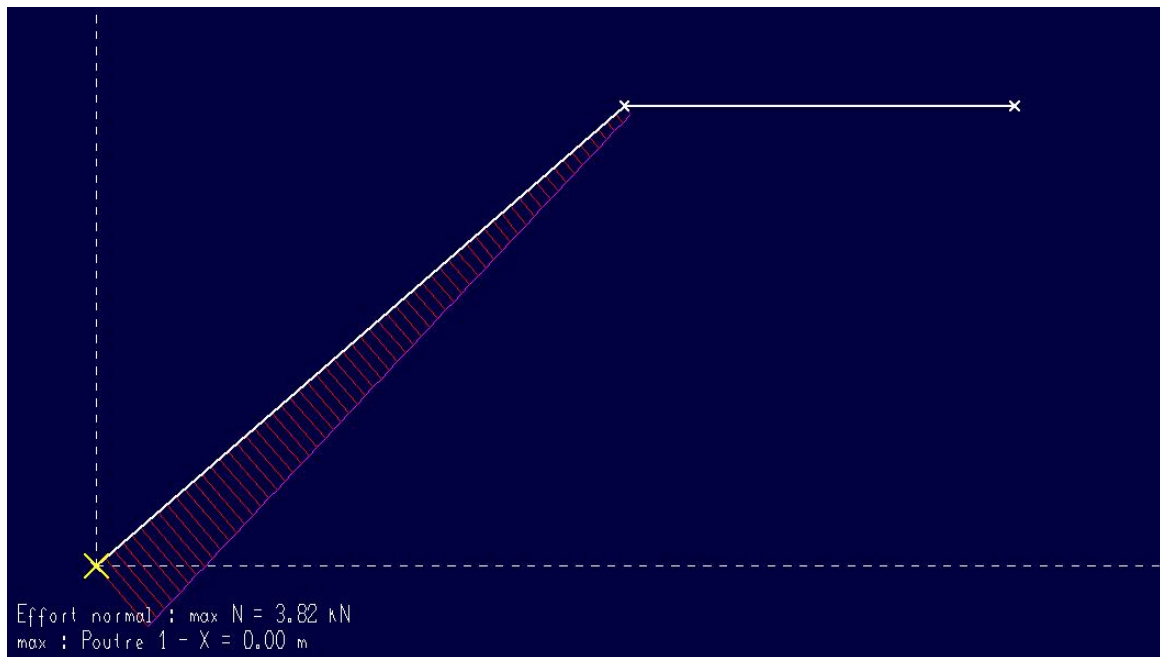


Figure VI.6 - Diagramme de l'effort normal obtenu depuis le logiciel RDM6

Nous avons ainsi :

$$N_{ed} = 3,82 \text{ KN}$$

Alors :

$$N_{ed} = 3,82 \text{ KN} \leq N_{pl,Rd} = 600 \text{ KN}$$

✓ La compression est donc vérifiée

### VI.4.7.Vérification de l'effort tranchant

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

Avec :

$$A_v = A - 2.b \times t_f + (t_w + r) \times t_f \quad \text{et} \quad \gamma_{Mo} = 1,1$$

$$A_v = 2400 - 2 \times (65 \times 10,5) + (7,5 + 10,5) \times 10,5 = 1224 \text{ mm}^2$$

Alors :

$$V_{pl,rd} = \frac{1224 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} = 176,67 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = 176,67 \text{ KN}$$

A l'aide du logiciel RDM6, nous avons obtenus l'effort tranchant sollicitant maximal comme le montre la figure (VI.7) suivante :

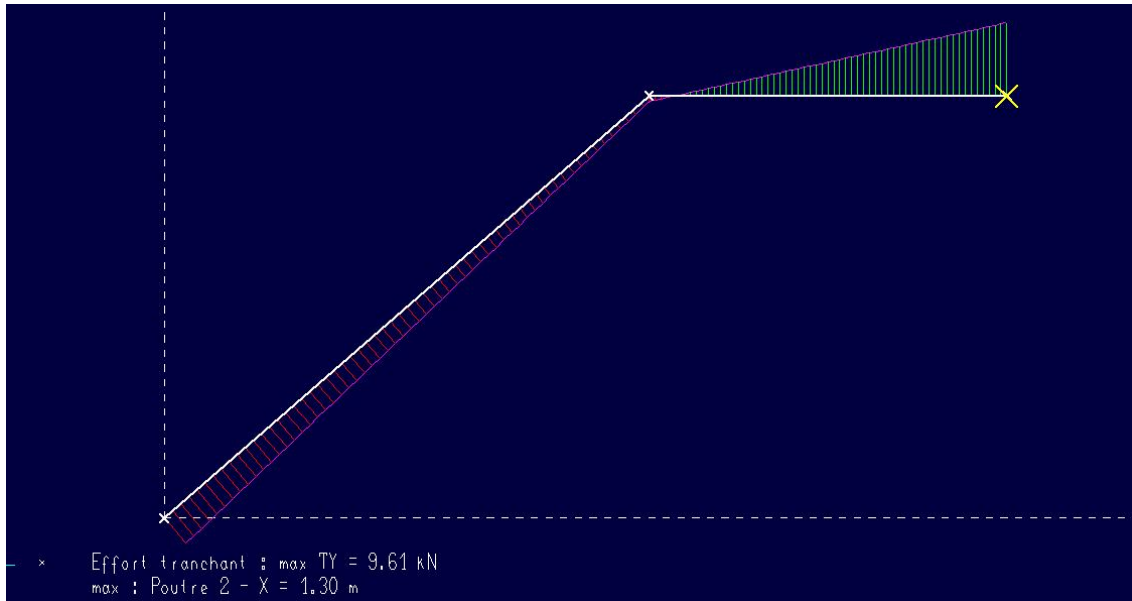


Figure VI.7 Diagramme de l'effort tranchant obtenu depuis le logiciel RDM6

La valeur des efforts tranchant d'après RDM6 :  $V_{ed} = 9,61 \text{ KN}$

Alors :

$$V_{ed} = 9,61 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 176,67 \text{ KN}$$

✓ L'effort tranchant est donc vérifié

### VI.5.Étude de la poutre palière

On considère que les quatre limons ont la même charge et même longueur, et on va estimer que la poutre d'appuis est **IPE220**.

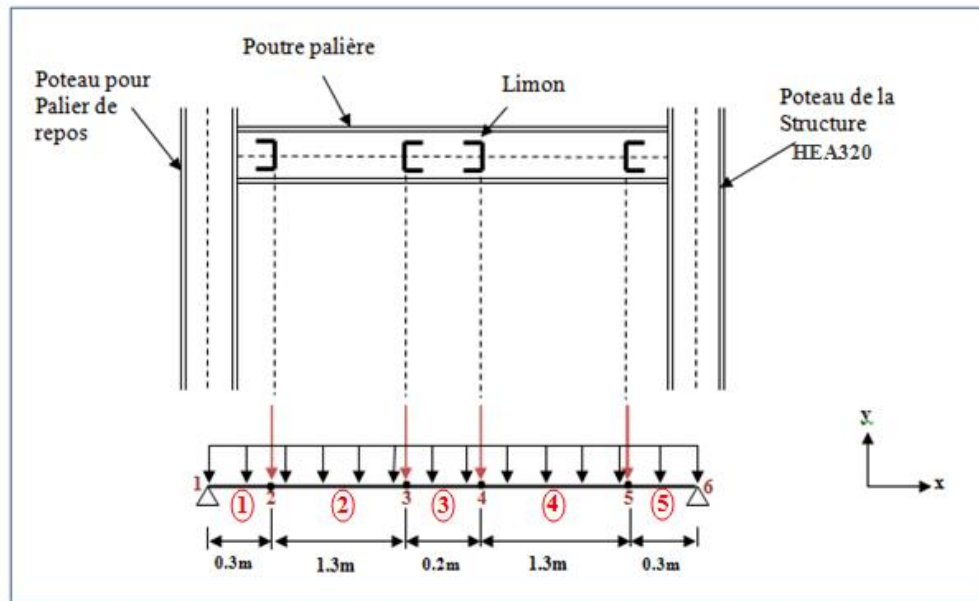


Figure VI.8 Distribution des charges sur la poutre palière

### VI.5.1. Évaluation des charges

#### ➤ Les charges ponctuelles

Les 4 limons sont assemblés avec IPE220 dans 4 points distincts, cette poutre supporte dans chaque point d'assemblage une charge ponctuelle  $F = 18.8 \text{ kN}$ .

#### ➤ Les charges réparties

##### 1. Charge permanente

- Dalle en béton ( $e_p = 8 \text{ cm}$ ).....  $G_1 = 2 \text{ kN/m}^2$
- Poids de TN40.....  $G_2 = 0,12 \text{ kN/m}^2$
- Mortier de pose (2cm).....  $G_3 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
- Revêtements en carrelages .....  $G_4 = 0,6 \text{ kN/m}^2$
- Poids de cloison .....  $G_5 = 1,75 \text{ kN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \times 0,65 + G_5 \times 2 = (2 + 0,12 + 0,4 + 0,6) \times 0,65 + 1,75 \times 2 = 5,528 \text{ KN/m}$$

$G = 5,528 \text{ KN/m}$

**2.Charge d'exploitation**

$$P=2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/m}$$

$$Q = 1,625 \text{ kN/m}$$

**VI.5.2.Combinaison des charges****➤ I'ELS**

$$G + Q = 5,528 + 1,625 = 7,153 \text{ kN/m} \longrightarrow Q_s = 7,153 \text{ KN/m}$$

**➤ I'ELU**

$$1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.528 + 1.5 \times 1.625 = 9.9 \text{ KN/m} \longrightarrow Q_u = 9.9 \text{ KN/m}$$

**➤ Les efforts internes de la poutre palière obtenus par le logiciel RDM6**

Le tableau suivant récapitule les résultats obtenus par le logiciel RDM 6 :

Table VI-1 - Efforts internes obtenus par le logiciel RDM6

| Élément  | nœud | Effort tranchant<br>suivant y (kN) | Moment fléchissant<br>(kN.m) | La flèche<br>(cm) |
|----------|------|------------------------------------|------------------------------|-------------------|
| <b>1</b> | 1    | -54.43                             | 0                            | 0                 |
|          | 2    | -51.46                             | 15.88                        | -0.24             |
| <b>2</b> | 2    | -32.66                             | 15.88                        | -0.24             |
|          | 3    | -19.79                             | 49.98                        | -0.874            |
| <b>3</b> | 3    | -0.99                              | 49.98                        | -0.874            |
|          | 4    | 0.99                               | 49.98                        | -0.874            |
| <b>4</b> | 4    | 19.79                              | 49.98                        | -0.874            |
|          | 5    | 32.66                              | 15.88                        | -0.24             |
| <b>5</b> | 5    | 51.46                              | 15.88                        | -0.24             |
|          | 6    | 54.43                              | 0                            | 0                 |

**VI.5.3. Vérification de la flèche**

La Condition à vérifier est :

$$f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{310}{250} = 1,24 \text{ cm}$$

$f_{adm} = 1,24 \text{ cm}$

Et aussi selon ce qu'on a obtenus depuis le logiciel :

$f_{max} = 0,874 \text{ cm}$

$$f_{max} = 0,874 \text{ cm} < f_{adm} = 1,24 \text{ cm}$$

✓ La flèche est donc vérifiée

**VI.5.4. Vérification à la résistance**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285 \times 10^3 \times 275}{1,1} = 71,25 \text{ KN.m}$$

$M_{pl,Rd} = 71,25 \text{ KN.m}$

Ainsi suivant les résultats obtenus précédemment sur le logiciel RDM6, nous avons la valeur maximale du moment fléchissant égale à :

$M_{ed} = 49,98 \text{ KN.m}$

Donc :

$$M_{ed} = 49,98 \text{ kN.m} < M_{el,yRd} = 71,25 \text{ kN.m}$$

✓ Donc la condition de la résistance est vérifiée

### VI.5.5. Vérification à l'effort tranchant

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

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

Avec :

$$A_v = A - 2.b \times t_f + (t_w + 2.r) \times t_f \quad \text{et} \quad \gamma_{Mo} = 1,1$$

$$A_v = 3340 - 2 \times 110 \times 9,2 + (5,9 + 2 \times 12) \times 9,2 = 1591,08 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1591,08 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} = 229,65 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = 229,65 \text{ KN}$$

Ainsi suivant les résultats obtenus précédemment sur le logiciel RDM6, nous avons la valeur maximale de l'effort tranchant est :  $V_{ed} = 54,43 \text{ KN}$

Donc :

$$V_{ed} = 54,43 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 229,65 \text{ KN}$$

✓ l'effort tranchant est vérifié

On pourra donc dire que le profilé **IPE 220** est le profilé adéquat pour cette poutre palière.

### VI.6. Conclusion

- |                       |                  |
|-----------------------|------------------|
| • Cornière de support | <b>L 40×40×4</b> |
| • Limon               | <b>UPN 160</b>   |
| • Poutre palière      | <b>IPE 220</b>   |



# **CHAPITRE VII**

## **ETUDE SISMIQUE**

## Chapitre VII Étude sismique

### VII.1. Introduction

Le but du calcul parasismique est d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et de déterminer ou dimensionner les éléments de résistance afin de garantir la sécurité des occupants et d'assurer la pérennité de l'ensemble de l'ouvrage.

### VII.2. Choix de la méthode

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

- Méthode statique équivalente ;
  - Méthode d'analyse modale spectrale ;
  - Méthode d'analyse dynamique par accélérographes.
- La méthode statique équivalente, consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de force statique fictive, dont les effets sont considérés équivalents à celle de l'action sismique. la méthode exige la régularité en plan et en élévation de la structure
- Par la méthode d'analyse modale spectral, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

### VII.3. Classification de l'ouvrage

- Classification de la zone sismique<sup>1</sup> : **Alger zone III**
- L'ouvrage est implanté sur un site qui appartient à la catégorie **S3** (site meuble)
- Le bâtiment étudié est à usage industriel de hauteur 12 m
- Le bâtiment étudié est appartient au **Groupe 2**<sup>2</sup>

---

<sup>1</sup> RPA99 version 2003, page 99 Annexe 1

<sup>2</sup> RPA99 version 2003, page 25 titre 3.2

## VII.4. Méthode statique équivalente

### VII.4.1. Principe de la méthode

Le principe de la méthode est de remplacer les efforts (Effort tranchant) dus à l'action sismique par des forces statiques fictives équivalentes.

### VII.4.2. Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule<sup>3</sup> :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen.

**Q** : facteur de qualité.

**W** : poids actif de la structure.

**R** : coefficient de comportement global de la structure

#### VII.4.2.1. Détermination du coefficient d'accélération de zone **A**

L'atelier mécanique est classé dans le groupe **2** et il est situé en zone sismique **III** alors suivant RPA99 version 2003 nous avons<sup>4</sup> :

|            |
|------------|
| $A = 0,25$ |
|------------|

#### VII.4.2.2. Facteur d'amplification dynamique **D**

Le facteur d'amplification dynamique moyen est donné par la formule<sup>5</sup> suivante :

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

Avec :

---

<sup>3</sup> RPA99 version 2003, page 39, formule (4.1)

<sup>4</sup> RPA99 version 2003, page 40, tableau 4.1

<sup>5</sup> RPA99 version 2003, page 40, formule (4.2)

- $T_2$  : période caractéristique associé à la catégorie du site<sup>6</sup>.  
De ce fait nous avons un site meuble (S3) d'où :  $T_2=0,50s$
- $\eta$  facteur de correction d'amortissement donné par la formule<sup>7</sup> :

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

Où  $\xi$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages<sup>8</sup>.

Nous avons ainsi une remplissage dense et un portique en acier alors suivant RPA99 version 2003 :  $\xi$  (%)=5%

Alors :  $\eta = 1$

### -Estimation de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale de la structure est donnée par la formule empirique<sup>9</sup>

Suivante :

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

- $h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- $C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par RPA99 version 2003<sup>10</sup>

#### 1.Dans le sens transversal :

Le système de contreventement dans le sens transversale est de type portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie  $C_t = 0,085$

Alors :

$$T = 0,085 \times (10,75)^{3/4} = 0.504s$$

|                                 |
|---------------------------------|
| <b><math>T = 0,504 s</math></b> |
|---------------------------------|

#### 2.Dans le sens longitudinal :

Le système de contreventement dans le sens longitudinal est de type portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie  $C_t = 0,085$

Alors :

---

<sup>6</sup> RPA99 version 2003,page 48,tableau 4.7

<sup>7</sup> RPA99 Version 2003,page 40,formule 4.3

<sup>8</sup> RPA99 Version 2003,page 40,tableau 4.2

<sup>9</sup> RPA99 Version 2003,page 45,formule 4.6

<sup>10</sup> RPA99 Version 2003,page 45,tableau 4.6

$$T = 0,085 \times (10,75)^{3/4} = 0,504s$$

$$T = 0,504 s$$

Alors :

Nous avons  $T_2 < T = 0,504 s < 3 s$

Donc :  $D = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$  pour  $T_2 \leq T = 0,504 s \leq 3 s$

D'où :

$$D=2,486$$

#### VII.4.2.3.Détermination du facteur de qualité Q

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule<sup>11</sup> suivante :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^5 P_q \quad (\text{VII. 4})$$

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

Table VII.1 Tableau représentant les valeurs de  $P_q$  et les observations suivant notre structure

| Critère q                                            | Valeur $P_q$    |                     |
|------------------------------------------------------|-----------------|---------------------|
|                                                      | Critère observé | Critère non observé |
| 1. Conditions minimales des files de contreventement | Non             | 0,05                |
| 2. redondance en plan                                | Non             | 0,05                |
| 3. régularité en plan                                | Oui             | 0                   |
| 4. Régularité en élévation                           | Oui             | 0                   |
| 5. Contrôle de qualité des matériaux                 | Non             | 0,05                |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution             | Non             | 0,1                 |
| La somme                                             | $\Sigma P_q$    | 0,25                |

<sup>11</sup> RPA99 Version 2003, page 43, formule 4.4

Alors :  $Q=1,25$

#### VII.4.2.4. Le coefficient de comportement de la structure R

D'après RPA99 version 2003<sup>12</sup> nous avons

suivant l'axe OX ; ossature contreventé par palée de triangulée en X .....  $R_x=4$

suivant l'axe OY ; ossature contreventé par palée de triangulée en X .....  $R_y=4$

#### VII.4.2.5. Poids de la structure W

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

$$W = \sum_{i=1}^j W_i \quad \text{avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{VII. 5})$$

- $W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- $W_{Qi}$  : charges d'exploitation
- $\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation<sup>13</sup>, avec :  $\beta=0,5$

#### ➤ Poids propre de la structure pour chaque étage

Voici ci dessous le tableau récapitulatif des poids propres de chaque étage obtenu à travers le logiciel Robot Structural Analysis :

Table VII.2 Poids propre de la structure par étage

| Étage | $W_{Gi}(KN)$ |
|-------|--------------|
| 1     | 610,5866     |
| 2     | 508,4376     |
| 3     | 148,8156     |
| 4     | 310,2823     |

<sup>12</sup> RPA99 version 2003, page 42, tableau 4.3

<sup>13</sup> RPA99 version 2003, page 45, tableau 4.5

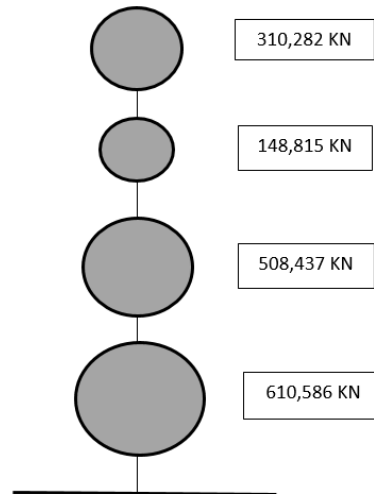


Figure VII.1 Représentation des poids propre de la structure en modèle brochette

➤ **Récapitulatif des charges par niveau**

Table VII.3 Poids pondéré de structure par niveau

| Étage        | $W_{Gi}(KN)$ | $W_{Qi}(KN)$ | $\beta \cdot W_Q(KN)$ | $W(KN)$ |
|--------------|--------------|--------------|-----------------------|---------|
| 1            | 610,5866     | 475          | 237,5                 | 848,08  |
| 2            | 508,4376     | 190          | 95                    | 603,43  |
| 3            | 148,8156     | 0            | 0                     | 148,81  |
| 4            | 310,2823     | 610,416      | 305,2                 | 615,48  |
| <b>TOTAL</b> |              |              |                       | 2215,8  |

Alors pour la force sismique totale  $V$  est égale à :

➤ Suivant le sens transversal :

$$V_x = \frac{0,25 \times 2,486 \times 1,25}{4} \times 2215,8$$

$$V_x = 430,35KN$$

➤ Suivant le sens longitudinal :

$$V_y = \frac{0,25 \times 2,486 \times 1,25}{4} \times 2215,8$$

$$V_y = 430,35 KN$$

**VII.5.Méthode modale spectrale****VII.5.1.Principe de la méthode**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**VII.5.2.Spectre de Réponse de calcul**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (VII.6)$$

**Avec :**

**A** : coefficient d'accélération de zone

**$\eta$**  : facteur de correction d'amortissement

**$\xi$**  : pourcentage d'amortissement critique

**R** : coefficient de comportement de la structure

**T1, T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

**Q** : facteur de qualité

Nous avons précédemment déterminé les paramètres ci dessus mentionné, d'où :

- A=0,25
- $\eta = 1$
- $\xi = 5\%$
- Rx=Ry=4
- T1=0,15 s et T2=0,5 s
- Q=1,25

De ce fait pour  $T_2 \leq T = 0,548 \text{ s} \leq 3 \text{ s}$ , nous avons :

$$\frac{S_a}{g} = 2.5\eta \cdot (1.25A) \cdot \left( \frac{Q}{R} \right) \cdot \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\frac{S_a}{g} = 0,243$$

### VII.5.3 Nombre de modes à considérer

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % au moins de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Les résultats obtenus par le logiciel Robot sont représentés dans le tableau suivant :

| Cas/Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masses Cumulées UZ [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Masse Modale UZ [%] |
|----------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| 130/ 1   | 2,14           | 0,47          | 68,93                  | 0,03                   | 0,0                    | 68,93               | 0,03                | 0,0                 |
| 130/ 2   | 3,10           | 0,32          | 70,91                  | 69,30                  | 0,0                    | 1,98                | 69,27               | 0,0                 |
| 130/ 3   | 3,27           | 0,31          | 76,91                  | 82,53                  | 0,0                    | 6,00                | 13,22               | 0,0                 |
| 130/ 4   | 3,74           | 0,27          | 79,91                  | 83,31                  | 0,0                    | 3,01                | 0,78                | 0,0                 |
| 130/ 5   | 4,32           | 0,23          | 79,93                  | 86,89                  | 0,0                    | 0,01                | 3,58                | 0,0                 |
| 130/ 6   | 4,69           | 0,21          | 79,93                  | 86,89                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 |
| 130/ 7   | 4,70           | 0,21          | 80,04                  | 86,89                  | 0,0                    | 0,12                | 0,00                | 0,0                 |
| 130/ 8   | 4,70           | 0,21          | 80,04                  | 86,89                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 |
| 130/ 9   | 4,70           | 0,21          | 80,06                  | 86,89                  | 0,0                    | 0,02                | 0,00                | 0,0                 |
| 130/ 10  | 4,89           | 0,20          | 80,06                  | 86,89                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 |
| 130/ 11  | 4,91           | 0,20          | 80,08                  | 86,89                  | 0,0                    | 0,02                | 0,00                | 0,0                 |
| 130/ 12  | 5,09           | 0,20          | 82,31                  | 87,04                  | 0,0                    | 2,23                | 0,15                | 0,0                 |
| 130/ 13  | 5,38           | 0,19          | 82,31                  | 87,04                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 |
| 130/ 14  | 5,39           | 0,19          | 82,88                  | 87,04                  | 0,0                    | 0,57                | 0,00                | 0,0                 |
| 130/ 15  | 5,47           | 0,18          | 89,97                  | 87,34                  | 0,0                    | 7,09                | 0,30                | 0,0                 |
| 130/ 16  | 5,57           | 0,18          | 90,21                  | 87,34                  | 0,0                    | 0,24                | 0,00                | 0,0                 |
| 130/ 17  | 5,57           | 0,18          | 90,21                  | 87,34                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 |
| 130/ 18  | 5,57           | 0,18          | 90,21                  | 87,34                  | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 |
| 130/ 19  | 5,58           | 0,18          | 91,31                  | 87,48                  | 0,0                    | 1,10                | 0,14                | 0,0                 |
| 130/ 20  | 5,80           | 0,17          | 91,33                  | 87,50                  | 0,0                    | 0,02                | 0,01                | 0,0                 |
| 130/ 21  | 5,83           | 0,17          | 91,72                  | 87,67                  | 0,0                    | 0,39                | 0,17                | 0,0                 |
| 130/ 22  | 6,36           | 0,16          | 91,74                  | 89,54                  | 0,0                    | 0,02                | 1,87                | 0,0                 |
| 130/ 23  | 6,39           | 0,16          | 91,75                  | 89,56                  | 0,0                    | 0,01                | 0,02                | 0,0                 |
| 130/ 24  | 6,50           | 0,15          | 92,40                  | 95,73                  | 0,0                    | 0,65                | 6,17                | 0,0                 |

Figure VII.2 Tableau sur l'analyse modale obtenu par le logiciel Robot Structural Analysis

**VII.5.4. Calcul de la force sismique à la base de la structure  $V_t$** 

Nous avons obtenu à l'aide du Logiciel Robot structural Analysis la réaction sismique à la base de notre structure sous la charge  $E_x$  et  $E_y$  et nous avons obtenu les résultats suivant :

$$\begin{cases} \sum F_{x/Ex} = 1268,29 \text{ KN} \\ \sum F_{y/Ey} = 946,98 \text{ KN} \end{cases}$$

**VII.5.5. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

La résultante des forces sismiques à la base  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la Structure selon les formules<sup>14</sup> suivantes :

$$V = F_T + \sum F_i \quad (\text{VII. 10})$$

La force concentrée  $F_t$  au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :  $F_t = 0,07 \cdot T \cdot V$

où :

$T$  est la période fondamentale de la structure (en secondes).

- La valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas  $0,25 V$  et sera prise égale à 0 quand  $T$  est plus petite ou égale à 0,7 secondes, et c'est notre cas car :  $T=0,504 \text{ s} < 0,7 \text{ s}$  alors :  $F_t = 0$
- La partie restante de  $V$  soit doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule<sup>15</sup> :

$$F_i = \frac{(V - F_T) W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j} \quad (\text{VII. 11})$$

$F_i$  : effort au niveau considéré 'i '

$W_i$  : poids de niveau 'i '

---

<sup>14</sup> RPA99 version 2003, page 46, titre 4.2.5

<sup>15</sup> RPA99 version 2003, page 47, formule 4.11

## ➤ Suivant l'axe x

Table VII.4 Distribution de la force sismique au sens transversale par étage

| Étage | hi(m) | Wi (KN)  | hi.Wi    | Vtx (KN) | Fi (KN) |
|-------|-------|----------|----------|----------|---------|
| 1     | 3,06  | 610,5866 | 1868,394 | 1268,29  | 249,27  |
| 2     | 6,12  | 508,4376 | 3111,64  | 1268,29  | 415,15  |
| 3     | 8     | 148,8156 | 1190,52  | 1268,29  | 158,83  |
| 4     | 10,75 | 310,2823 | 3335,534 | 1268,29  | 445,02  |

## ➤ Suivant l'axe y

Table VII.5 Distribution de la force sismique au sens longitudinale par étage

| Étage | hi (m) | Wi (KN)  | hi.Wi    | Vty (KN) | Fi (KN) |
|-------|--------|----------|----------|----------|---------|
| 1     | 3,06   | 610,5866 | 1868,394 | 946,98   | 186,12  |
| 2     | 6,12   | 508,4376 | 3111,64  | 946,98   | 309,97  |
| 3     | 8      | 148,8156 | 1190,52  | 946,98   | 118,59  |
| 4     | 10,75  | 310,2823 | 3335,534 | 946,98   | 332,23  |

**VII.6. Comparaison des résultats obtenu par les deux méthodes**

La résultante des force sismique a la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.<sup>16</sup>

Nous allons procéder ci-dessous à une comparaison des résultats des forces sismiques d'après RPA 99 version 2003 selon cette condition  $V_t > 0,8 V$ , dans ce tableau suivant :

Table VII.6 Comparaison des résultats obtenus par les deux méthodes

| Force sismique | V(KN) Statique équivalente | Vt(KN) Modale spectrale | 0,8V   | Observation |
|----------------|----------------------------|-------------------------|--------|-------------|
| Suivant x      | 430,35                     | 1268,29                 | 344,28 | Vérifié     |
| Suivant y      | 430,35                     | 946,98                  | 344,28 | Vérifié     |

<sup>16</sup> RPA99 version 2003, Page 50, titre 4.3.6

### VII.7. Vérification des déplacements relatifs

Selon RPA99 version 2003, nous devons vérifier que les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0% de la Hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif Peut être toléré.

Nous allons alors vérifier les déplacements relatifs pour chaque étage suivant<sup>17</sup> :

$$d_r \leq 1\% h$$

Où :

h est la hauteur de l'étage

Nous obtenons suivant le logiciel Robot Structural Analysis le tableau des déplacements pour chaque étage sous les forces sismiques Ex et Ey :

| Cas/Etage | UX [cm] | UY [cm] | dr UX [cm] | dr UY [cm] |
|-----------|---------|---------|------------|------------|
| 131/ 1    | 1,2     | 0,0     | 1,2        | 0,0        |
| 131/ 2    | 3,2     | 0,1     | 2,0        | 0,0        |
| 131/ 3    | 5,0     | -0,2    | 1,8        | -0,3       |
| 131/ 4    | 6,7     | -0,1    | 1,7        | 0,2        |
| 132/ 1    | 0,5     | 1,4     | 0,5        | 1,4        |
| 132/ 2    | 1,1     | 2,6     | 0,5        | 1,2        |
| 132/ 3    | 0,9     | 2,6     | -0,1       | 0,0        |
| 132/ 4    | 1,1     | 1,7     | 0,1        | -0,9       |

Figure VII.3 Tableaux des déplacements par étage

En sachant que :

Ux , Uy : déplacement moyen des étages

dr Ux, dr Uy : déplacements relatifs des étages

d Ux ,d Uy : coefficient de déplacement relatif dr/h

➤ Vérification de la condition pour chaque étage :

#### 1. Force sismique Ex

Tableau VII.7 vérifications suivant la force Ex

| Étage    | h(cm) | dr Ux | dr Uy | Vérification<br>dr/h ≤1% |
|----------|-------|-------|-------|--------------------------|
| <b>1</b> | 306   | 1,2   | 0     | <b>Vérifié</b>           |
| <b>2</b> | 612   | 2     | 0     | <b>Vérifié</b>           |
| <b>3</b> | 800   | 1,8   | -0,3  | <b>Vérifié</b>           |
| <b>4</b> | 1075  | 1,7   | 0,2   | <b>Vérifié</b>           |

<sup>17</sup> RPA99 version 2003, Page54, titre 5.10

2. Force sismique  $E_y$ Tableau VII.8 vérifications suivant la charge  $E_y$ 

| Étage | h(cm) | dr Ux | dr Uy | Vérification<br>dr/h $\leq 1\%$ |
|-------|-------|-------|-------|---------------------------------|
| 1     | 306   | 0,5   | 1,4   | Vérifié                         |
| 2     | 612   | 0,5   | 1,2   | Vérifié                         |
| 3     | 800   | -0,1  | 0,0   | Vérifié                         |
| 4     | 1075  | 0,1   | -0,9  | Vérifié                         |

**VII.8. Conclusion**

Dans ce chapitre les efforts sismiques obtenus seront utilisés dans les combinaisons des actions les plus défavorables pour les calculs et les vérifications des portiques et les contreventements car l'effort sismique dans les zones de forte sismicité, présente un risque potentiel pour la stabilité des structures.

Dans notre cas, l'effort dû au séisme est un facteur très important pour le dimensionnement des stabilités et des portiques.

**CHAPITRE VIII**  
**ETUDE DE CONTREVENTEMENT ET STABILITE**

## Chapitre VIII Etude de contreventement et stabilité

### VIII.1. Introduction

Les contreventements sont des éléments structuraux conçus pour assurer la stabilité de la charpente en résistant aux forces horizontales telles que le vent, le freinage des ponts roulants, les effets sismiques, et les chocs. Leur rôle principal est de canaliser les charges horizontales vers les fondations, afin de prévenir de grandes déformations dues à ces forces. Ils sont installés au niveau de la toiture, dans le plan des versants (**poutres au vent**), ainsi que verticalement (**palées de stabilité**), et doivent supporter les efforts dus au vent agissant sur les pignons, les longs pans et toiture.

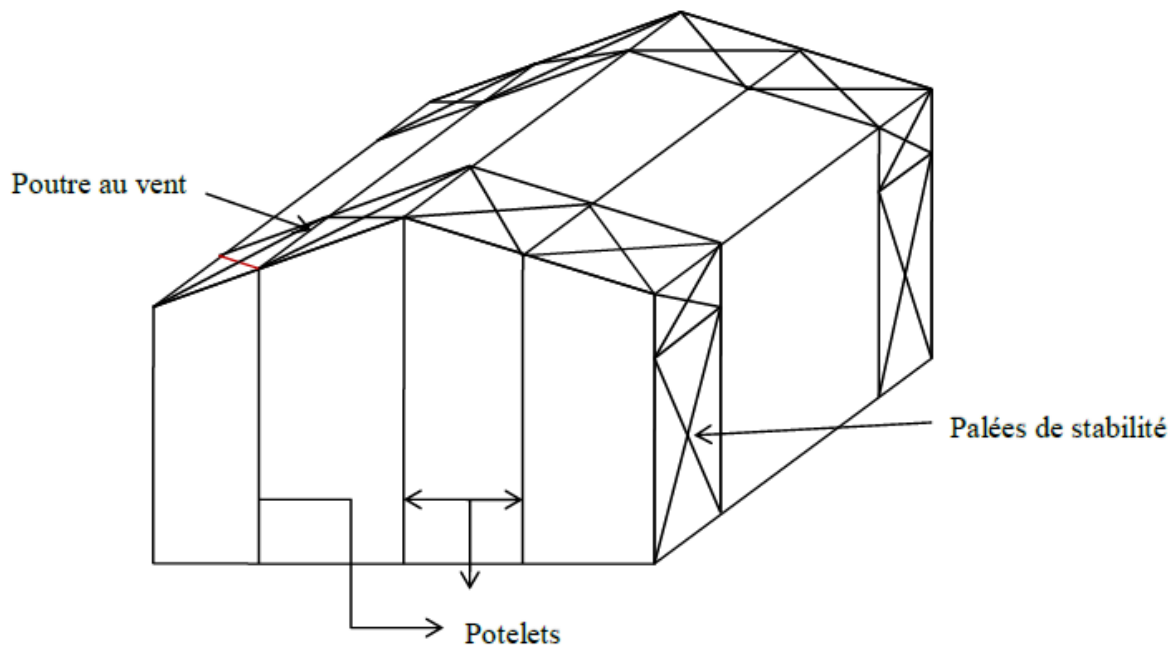
- Poutres au vent :

Les contreventements horizontaux en toiture, appelés poutres au vent, sont constitués de portiques formés par les pannes et les diagonales.

- Palée de stabilité :

Pour les parois verticales, l'ensemble est constitué des portiques, des sablières et des diagonales.

Les stabilités peuvent avoir différentes formes, en X, en K, en V ou en V renversé ; Pour notre hangar, nous avons utilisé des palées de stabilité en croix de Saint André et des poutres au vent en croix de Saint André.



Figures VIII.1 Schémas présentant les principaux éléments participant au contreventement.

❖ Types de contreventement :

- Contreventements horizontaux :

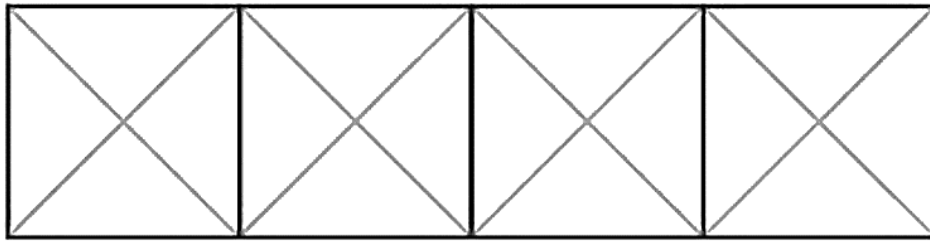


Figure VIII.2 Croix de Saint André

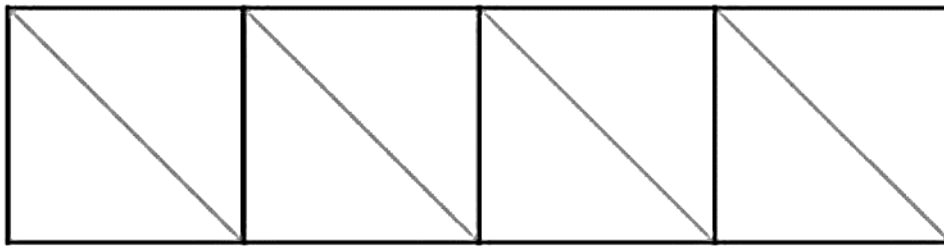


Figure VIII.3 Treillis en 'N'

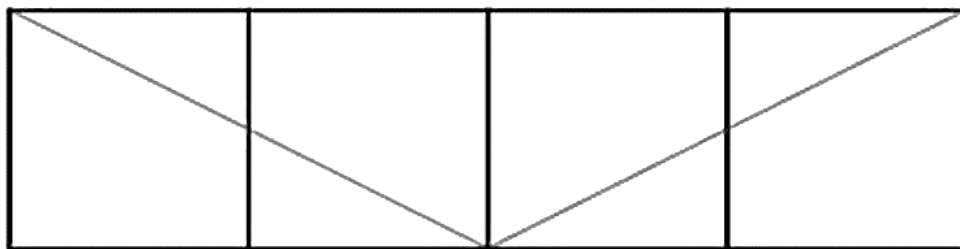


Figure VIII.4 Trilles en 'V' sous pannes

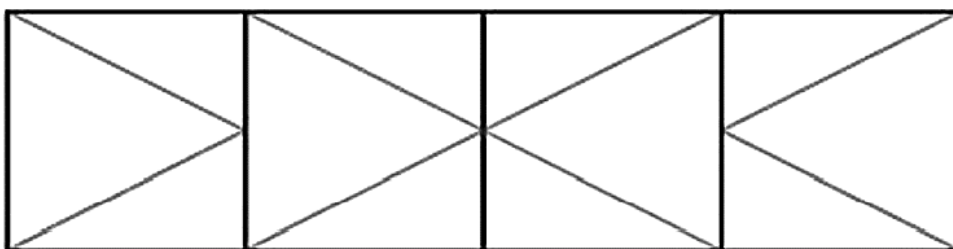


Figure VIII.5 Treillis en 'K'

- Contreventements verticaux :

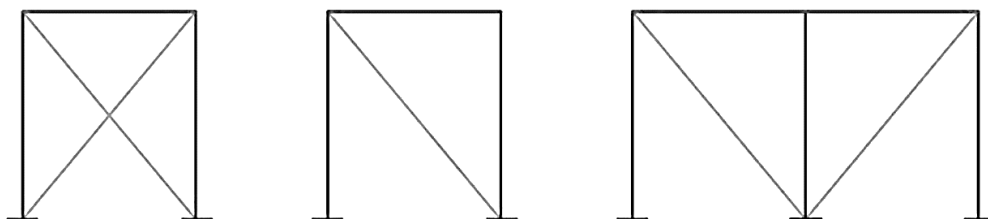


Figure VIII.6 Schémas présentant les principaux dispositifs de la palée de stabilité.

## VIII.2. Étude de Contreventement de la toiture « poutre au vent »

### VIII.2.1 Évaluation des efforts horizontaux

$$F_i = (V_e \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n} \quad \text{Avec : } i = 1, 2, \dots, 5 \quad (8.1)$$

- $N$  : nombre de nœuds ,  $n=7$
- $S_i$  : La surface sous le vent.
- $V_e$  : Vent extrême suivant le pignon,  
 $V_e = 1,167 \text{ kN/m}^2$ .

- $F_{fr}$  : Force de frottement pour parois verticales,  
$$F_{fr} = q_p \times c_{fr} \times S_{fr} \quad (8.2)$$

- $Q_p = 0,92 \text{ KN}$
- $C_{fr} = 0,04$  ; Dans notre cas l'état de surface est très rugueux (ondulation, perpendiculaire au vent, nervure.....)
- $S_{fr}$  : l'aire totale de la toiture

$$S_{fr} = 54 \times 2 \times \frac{12,5}{\cos(5,71)} = 1356,73 \text{ m}^2$$

Donc :

$$F_{fr} = 0,92 \times 0,04 \times 1356,73$$

$$F_{fr} = 50 \text{ KN}$$

Le tableau suivant résume les forces extérieures appliquées aux nœuds de la poutre au vent :

Tableau VIII.1 les sollicitations  $F_i$

| i                   | 1     | 2     | 3     | 4     |
|---------------------|-------|-------|-------|-------|
| $s_i(\text{m}^2)$   | 13,43 | 28,12 | 29,37 | 22,4  |
| $V_e(\text{KN})$    | 1,167 | 1,167 | 1,167 | 1,167 |
| $F_{fr}(\text{KN})$ | 50    | 50    | 50    | 50    |
| $F_i(\text{KN})$    | 22,81 | 39,96 | 41,41 | 33,28 |

- La réaction est donnée par :

$$2R = \sum F_i = 241,64 \text{ KN}$$

$$R = 121 \text{ KN}$$

### VIII.2.2 Effort de traction dans les diagonales

Le schéma statique est isostatique, il suffit d'appliquer la méthode des sections pour détermine les efforts dans les barres.

Avec  $R = 121 \text{ KN}$

Et

$$\tan(\alpha) = \frac{6}{5} = 1,2$$

Donc :  $\alpha = 50,2^\circ$

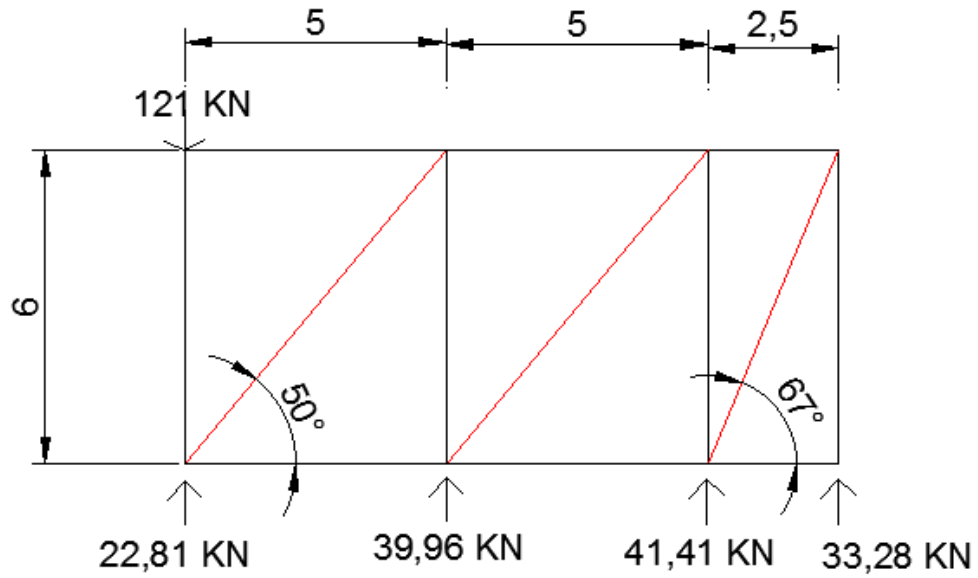


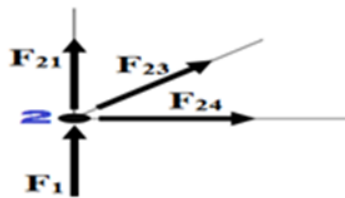
Figure VIII.7 schéma de contreventement

- Nœud 1 :



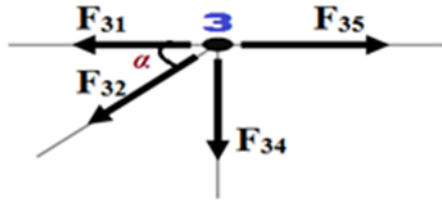
$$\begin{cases} Y \rightarrow -R_A - F_{12} = 0 \longrightarrow F_{12} = -121 \text{ kN} \\ X \rightarrow F_{13} = 0 \end{cases}$$

- Nœud 2 :



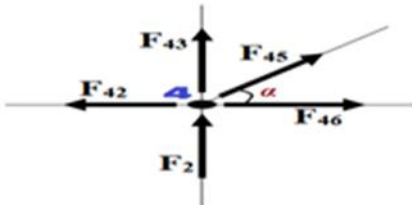
$$\begin{cases} Y \rightarrow F_1 + F_{21} + F_{23} \cdot \sin \alpha = 0 \longrightarrow F_{23} = 187,2 \text{ kN} \\ X \rightarrow F_{24} + F_{23} \cdot \cos \alpha = 0 \longrightarrow F_{24} = -119,82 \text{ kN} \end{cases}$$

- Nœud 3



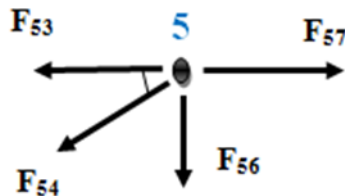
$$\begin{cases} Y \rightarrow -F_{34} - F_{32} \cdot \sin \alpha = 0 & \longrightarrow F_{34} = -143,82 \text{ kN} \\ X \rightarrow F_{35} - F_{31} - F_{32} \cdot \cos \alpha = 0 & \longrightarrow F_{35} = 119,82 \text{ kN} \end{cases}$$

- Nœud 4:



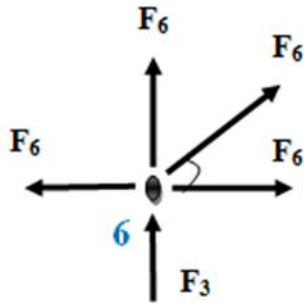
$$\begin{cases} Y \rightarrow F_2 + F_{43} + F_{45} \cdot \sin \alpha = 0 & \longrightarrow F_{45} = -239,2 \text{ kN} \\ X \rightarrow F_{46} - F_{42} + F_{45} \cdot \cos \alpha = 0 & \longrightarrow F_{46} = -33,3 \text{ kN} \end{cases}$$

- Nœud 5:



$$\begin{cases} Y \rightarrow -F_{56} - F_{54} \cdot \sin \alpha = 0 & \longrightarrow F_{56} = -183,77 \text{ kN} \\ X \rightarrow F_{57} - F_{53} - F_{54} \cdot \cos \alpha = 0 & \longrightarrow F_{57} = -33,29 \text{ kN} \end{cases}$$

- Nœud 6:



$$\begin{cases} Y \rightarrow F_3 + F_{65} + F_{67} \cdot \sin \alpha = 0 \longrightarrow F_{67} = -243,94 \text{ kN} \\ X \rightarrow F_{68} - F_{64} + F_{67} \cdot \cos \alpha = 0 \longrightarrow F_{68} = -60,52 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\tan(\beta) = \frac{6}{2,5} = 2,4$$

Donc :  $\beta = 67,38^\circ$

La diagonale la plus sollicitée est (6-7) , avec :  $N_{sd} = 243,94 \text{ kN}$

### VIII.2.3. Dimensionnement des diagonales

$$A \geq \frac{N_{Ed} \times \gamma_{M1}}{f_y} = \frac{243,94 \times 1,1}{275} = 975,76 \text{ mm}^2$$

Donc on prend une cornière (**L70X70X8**) de section  $A = 1070 \text{ mm}^2$  avec des boulons de diamètre  $d = 12 \text{ mm}$  et le diamètre de trous  $d_0 = 13 \text{ mm}$

- La section brute :  $A_{brute} = 1070 \text{ mm}^2$
- La section nette :  $A_{net} = A_{brute} - d_0 \times t = 1070 - 13 \times 8 = 966 \text{ mm}^2$

### VIII.2.4. Vérification de la résistance à la traction :

On doit vérifier que<sup>1</sup> :

(8.3)

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

$$N_{Rd} = \min (N_{pl}; N_u; N_{net})$$

Avec :

- $N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$

<sup>1</sup> CCM97-page61 formule (5.13)

- $N_u = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$
- $N_{net} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}}$

Tel que:

$$\gamma_{M0} = 1,1 ; \gamma_{M2} = 1,25 ; f_u = \frac{430 \text{ N}}{\text{mm}^2} ; f_y = 275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} ; A = 1710 \text{ mm}^2 ; A_{net} = 1580 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl} = \frac{1070 \times 275}{1,1} = 267,5 \text{ kN}$$

$$N_u = \frac{0,9 \times 966 \times 430}{1,25} = 299,073 \text{ kN}$$

$$N_{net} = \frac{966 \times 275}{1,1} = 241,5 \text{ kN}$$

Donc :

$$N_{Rd} = \min (267,5; 299,073; 241,5)$$

$$N_{Rd} = N_{net} = 241,5 \text{ kN}$$

$$N_{t, sd} = 243,94 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 241,5 \text{ kN}$$

**La Traction est vérifiée une cornière L70x70x8**

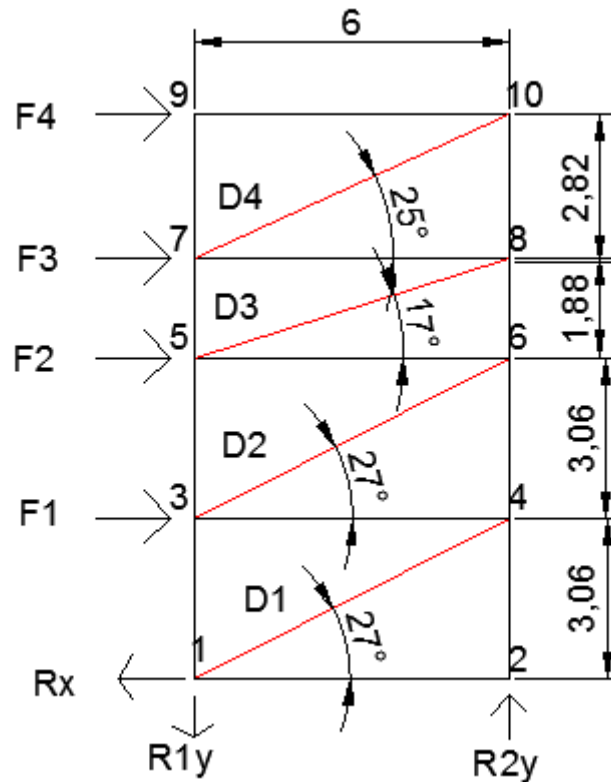
**-Conclusion :**

**-diagonale cornière CAE 70x70x8**

**-diamètre du trous  $d_0 = 13 \text{ mm}$**

**-diamètre du boulon  $d = 12 \text{ mm}$**

## VIII.3. Étude de palée de stabilité les diagonales



Figures VIII.8 schéma du palée de stabilité

## VIII.3.1. Les forces agissant sur la palée de stabilité

L'effort horizontal qui agit sur la structure est

- L'effort sismique.
- L'effort horizontal longitudinal du pont roulant  $H_L$ .
- La Réaction de la poutre au vent.

## VIII.3.2. Calcul des angles des diagonales

$$- \tan(\alpha_1) = \frac{3,06}{6} = 0,51 \rightarrow \alpha = 27,02^\circ$$

$$- \tan(\alpha_2) = \frac{1,88}{6} = 0,31 \rightarrow \alpha = 17,4^\circ$$

$$- \tan(\alpha_3) = \frac{2,75}{6} = 0,46 \rightarrow \alpha = 24,62^\circ$$

### VIII.3.3. Longueur des diagonales

$$\begin{cases} D_1 = \sqrt{6^2 + 3,06^2} = 6,73m. \\ D_2 = \sqrt{6^2 + 3,06^2} = 6,73 m. \\ D_3 = \sqrt{6^2 + 1,88^2} = 6,3 m \\ D_4 = \sqrt{6^2 + 2,75^2} = 6,6m \end{cases}$$

### VIII.3.4. Evaluation des charges

Après avoir modéliser la palée sur le logiciel de calcul ROBOT structural nous avons obtenu les résultats suivant :

|            | FX [daN]     |
|------------|--------------|
| <b>MAX</b> | 18738,50     |
| Barre      | 663          |
| Noeud      | 5            |
| Cas        | 12 (C) (CQC) |
| Mode       |              |
| <b>MIN</b> | -14173,53    |
| Barre      | 662          |
| Noeud      | 656          |
| Cas        | 18 (C) (CQC) |
| Mode       |              |

Figure VIII.9 les résultats des efforts dans les diagonal

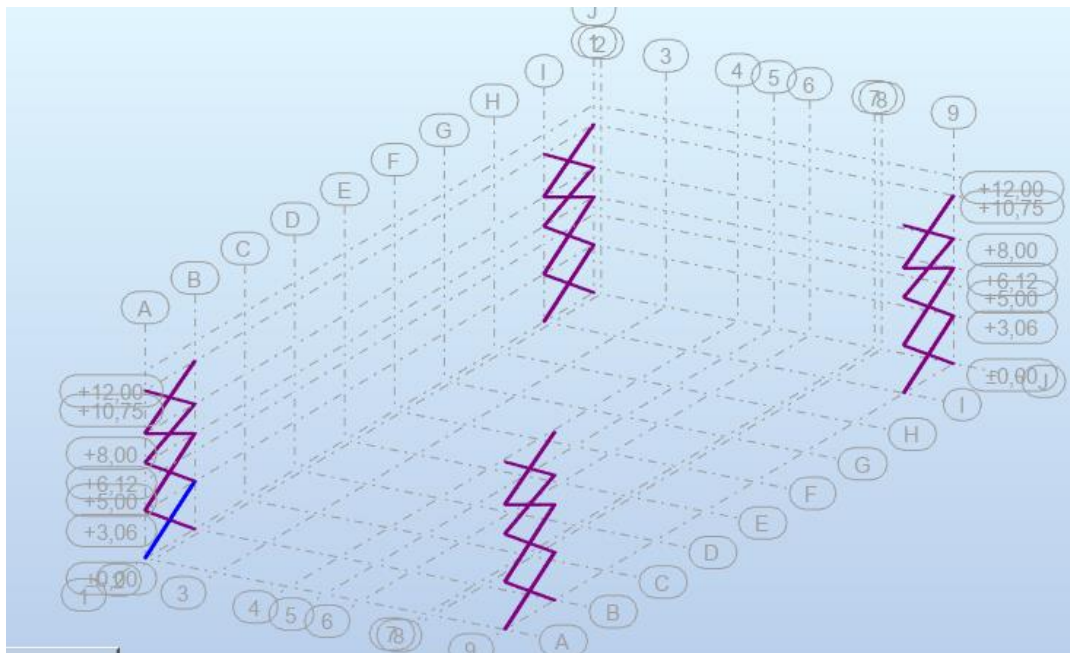


Figure VIII.10 les diagonal de la structure avec la barre N°663 sélectionné

- Donc l'effort sollicitant caractéristique que l'on considéré pour le dimensionnement est :

$$N_{sd} = 187,38 \text{ KN}$$

### VIII.3.5. Dimensionnement des diagonales

$$A \geq \frac{N_{Ed} \times \gamma_{M1}}{f_y} = \frac{187,38 \times 1,1}{275} = 749,52 \text{ mm}^2$$

Donc on prend une double cornière (**DCED 70X7**) de section  $A = 1880 \text{ mm}^2$  avec des boulons de diamètre  $d = 12 \text{ mm}$  et le diamètre de trous  $d_0 = 13 \text{ mm}$

- La section brute :  $A_{brute} = 1880 \text{ mm}^2$
- La section nette :  $A_{net} = A_{brute} - d_0 \times t = 1880 - 13 \times 7 = 1789 \text{ mm}^2$

### VIII.3.6. Vérification de la résistance à la traction :

On doit vérifier que<sup>2</sup> :

$$N_{t,sd} \leq N_{Rd} \quad (8.4)$$

$$N_{Rd} = \min (N_{pl}; N_u; N_{net})$$

Avec :

- $N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$
- $N_u = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$
- $N_{net} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}}$

Tel que :

$$\gamma_{M0} = 1,1 ; \gamma_{M2} = 1,25 ; f_u = 430 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} ; f_y = 275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} ; A = 1880 \text{ mm}^2 ;$$

$$A_{net} = 1789 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl} = \frac{1880 \times 275}{1,1} = 470 \text{ kN}$$

$$N_u = \frac{0,9 \times 1789 \times 430}{1,25} = 553,87 \text{ kN}$$

$$N_{net} = \frac{1789 \times 275}{1,1} = 447,25 \text{ kN}$$

Donc :

<sup>2</sup> CCM97 formule (5.13) page 61

$$N_{Rd} = \min (470; 553,87; 447,25)$$

$$N_{Rd} = 447,25 \text{ KN}$$

$$N_{t,sd} = 187,38 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 447,25 \text{ kN}$$

**La Traction est vérifiée une double cornière DCED70x7**

**-Conclusion :**

**-diagonale cornière DCED 70x7**

**-diamètre du trou  $d_0 = 13 \text{ mm}$**

**-diamètre du boulon  $d = 12 \text{ mm}$**

#### VII.4. Étude de palée de stabilité les sablières

Les sablières sont des éléments essentiels dans la construction de charpentes métalliques, jouant un rôle clé dans la stabilité et la robustesse des structures telles que les hangars. Situées en haut des murs, ces pièces horizontales soutiennent les pannes et les éléments de toiture, assurant ainsi une répartition uniforme des charges, la rigidité et la stabilité globale du hangar et une résistance aux forces extérieures comme le vent.

##### VII.4.1. Evaluation des charges

Après avoir modéliser la palée sur le logiciel de calcul ROBOT structural nous avons obtenu les résultats suivants :

|              | FX [daN] | FY [daN]     | FZ [daN] | MX [kNm] | MY [kNm] | MZ [kNm]     |
|--------------|----------|--------------|----------|----------|----------|--------------|
| <b>MAX</b>   | 5194,03  | 0,00         | 98,00    | 0,00     | 0,00     | 0,00         |
| <b>Barre</b> | 45       | 46           | 1422     | 31       | 47       | 46           |
| <b>Noeud</b> | 20       | 22           | 2135     | 8        | 46       | 22           |
| <b>Cas</b>   | 181 (C)  | 11 (C) (CQC) | 133 (C)  | 148 (C)  | 133 (C)  | 11 (C) (CQC) |
| <b>Mode</b>  |          |              |          |          |          |              |
| <b>MIN</b>   | -5403,76 | -0,00        | -98,00   | -0,00    | -0,00    | -0,00        |
| <b>Barre</b> | 39       | 46           | 1422     | 46       | 1426     | 46           |
| <b>Noeud</b> | 8        | 22           | 2139     | 22       | 2151     | 24           |
| <b>Cas</b>   | 181 (C)  | 17 (C) (CQC) | 133 (C)  | 148 (C)  | 134 (C)  | 11 (C) (CQC) |
| <b>Mode</b>  |          |              |          |          |          |              |

Figures VIII.11 tableau indiquant l'effort sollicitant max au niveau de la sablière

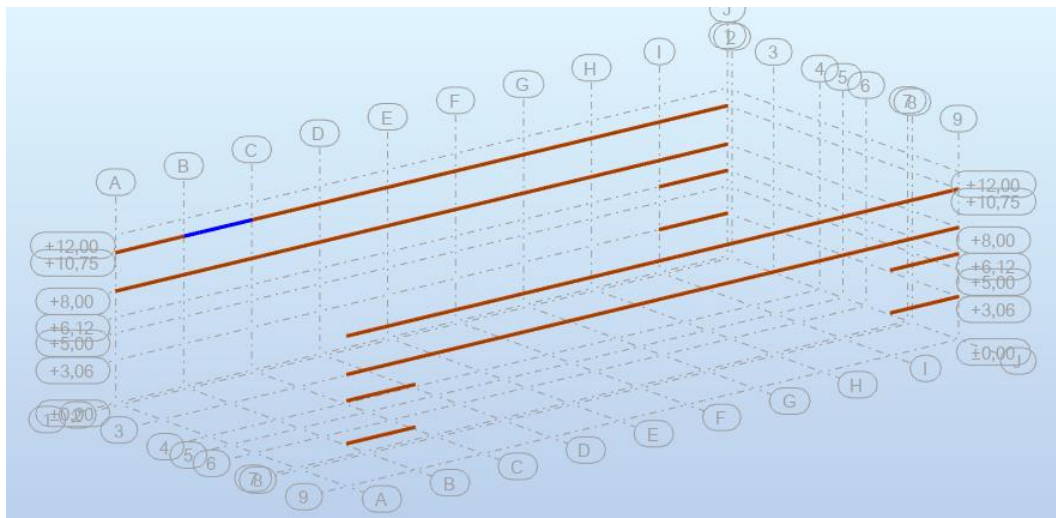


Figure VIII.12 les sablières de la structure avec la barre N°39 sélectionné

D'après les figures précédentes on a l'effort sollicitant max est  $N_{sd} = 54,037$  KN au niveau de la barre N39

**VIII.4.2. Dimensionnement de la sablière**

Pour le pré dimensionnement de la sablière nous ferons recours au critère de la résistance au flambement ; avec  $\chi_{min}=0,5$  et  $\beta_A = 1$

$$N_{Ed} \leq N_{b,rd}$$

$$N_{Ed} \leq \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$A \geq \frac{N_{Ed} \times \gamma_{M1}}{\chi_{min} \times f_y}$$

$$A \geq \frac{54,037 \times 1,1}{0,5 \times 275}$$

$$A \geq 432,3 \text{ mm}^2$$

Donc on prend la section **HEA120** avec **A=2530mm<sup>2</sup>**

**VIII.4.3. Vérification du profilée**

a) Classification du profile :

-semelle comprimé :

$$\frac{\frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r}{t_f} = \frac{\frac{120}{2} - \frac{5}{2} - 12}{8} = 5,7 < 10\varepsilon = 10 \times 0,92 = 9,2$$

✓ **Semelle class 1**

-ame fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{74}{5} = 14,8 < 72\varepsilon = 66,24$$

✓ **Ame class1**

**La classe du profilé HEA120 est de class 1.**

b) Vérification à la flexion composée :

Il faut vérifier d'après le règlement **CCM97<sup>3</sup>** :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min}.N_{pl,y}} + \frac{K_y M_{y,sd}}{M_{pl,y}} + \frac{K_z M_{z,sd}}{M_{pl,z}} \leq 1 \quad (8.5)$$

Avec :

$$N_{sd}=54,037\text{KN};$$

$$G_{\text{HEA120}}= 19,9 \text{ KG/m};$$

<sup>3</sup> CCM97 page 86

$$\begin{cases} N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = 632,5 \text{ KN} \\ N_{sd} = 54,037 \text{ KN} \\ M_{y.sd} = \frac{q \times l^2}{8} = 0,89 \text{ KN.m} \\ M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 29,95 \text{ KN.m} \\ M_{z.sd} = 0 \end{cases}$$

- Determination de  $X_{min}$  :  
-flambement autour de ZZ :

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} \quad (8.6)$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

où  $\beta_A = 1$

Ou  $\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{600}{6} = 100$

Avec  $l_{fz} = l_0 = 6\text{m}$  car la sablière est bi articulée.

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon = 93,9 \times 0,92 = 86,388$$

Donc :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{100}{86,388} \sqrt{1}$$

$$\bar{\lambda}_z = 1,15$$

$\bar{\lambda}_z = 1,15 > 0,2$  risque de flambement au tour de l'axe zz

$$\phi_z = 0,5(1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2)\bar{\lambda}_z^2)$$

Nous avons  $h/b = 0,95 < 1,2$  et  $t_f = 12\text{mm} < 100\text{mm}$  avec le flambement autour de l'axe zz donc :  $\alpha_z = 0,49$

Nous obtenons :

$$\phi_z = 0,5(1 + 0,49(1,15 - 0,2) + 1,15^2)$$

$$\phi_z = 1,394$$

On portant dans l'équation(8.6) :

$$\chi_z = \frac{1}{1,394 + \sqrt{1,394^2 - 1,15^2}}$$

$$\chi_z = 0,45$$

**-flambement autours de yy :**

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

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

$$\text{où } \beta_A = 1$$

$$\text{Ou } \lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{6000}{100,5} = 59,7$$

Avec  $l_{fz}=l_0=6\text{m}$  car la sablière est bi articulée.

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon = 93,9 \times 0,92 = 86,388$$

Donc :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{59,7}{86,388} \sqrt{1}$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,69$$

$\bar{\lambda}_y = 0,69 > 0,2$  risque de flambement au tour de l'axe zz

$$\phi_y = 0,5(1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2)\bar{\lambda}_y^2)$$

Nous avons  $h/b=0,95 < 1,2$  et  $t_f=12\text{mm} < 100\text{mm}$  avec le flambement autour de l'axe yy donc :  $\alpha_y = 0,34$

Nous obtenons :

$$\phi_y = 0,5(1 + 0,34(0,69 - 0,2)+0,69^2)$$

$$\phi_y = 0,821$$

On portant dans l'équation de (8.6) :

$$\chi_y = \frac{1}{0,821 + \sqrt{0,821^2 - 0,69^2}}$$

$$\chi_y = 0,79$$

$$X_{\min} = \min(0,79 ; 0,45) = 0,45$$

- Détermination des coefficients<sup>4</sup>  $k_y$  et  $\mu_y$ :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{\chi_y A f_y} \leq 1,5 \quad \& \quad \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4) + \left( \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right) \leq 0,90$$

Avec  $\beta_{M,y}$  est le Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion<sup>5</sup>.

$$\mu_y = 0,69 (2 \times 1,3 - 4) + 0,124 = -0,842 < 0,90 \quad \& \quad \beta_{M,y} = 1,3$$

$$k_y = 1 - \left[ \frac{-0,842 \times 54,037}{0,79 \times 2530 \times 275} \right] = 0,082 < 1,5$$

$$M_{zsd} = 0$$

En portant dans l'équation (8.5)

$$\frac{54,037}{0,45 \times 632,5} + \frac{0,082 \times 0,89}{29,95} = 0,2 < 1 \dots \dots \dots \text{OK}$$

**La condition est vérifiée, le profilé HEA120 convient comme sablière.**

### VIII.5. Conclusion

-Contreventement avec une section du diagonale cornière CAE 70x70x8 et un diamètre du trou  $d_0 = 13\text{mm}$  et un diamètre du boulon  $d = 12\text{mm}$

-La section de la diagonale de stabilité une cornière DCAE 70x7 avec un diamètre du trou  $d_0 = 13\text{mm}$  et diamètre du boulon  $d = 12\text{mm}$

-La sablière est de profilé HEA120

---

<sup>4</sup> CCM97 PAGE 85

<sup>5</sup> CCM97 figure 55.4 : page 88

**CHAPITRE IX**  
**ETUDE DES ASSEMBLAGES**

## Chapitre IX Étude des assemblages

### IX.1. Introduction

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes et généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration, etc....) entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion. Ces organes critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage).
- Soit concourantes (attaches poutre / poteau, treillis...).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments

### IX.2. Rôle d'un assemblage

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes, généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc....) entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté.

Ces organes critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

### IX.3. Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés.
- Les assemblages boulonnés.
- Les assemblages rivetés.
- Les assemblages collés.

Dans notre étude, l'assemblage boulonné est le mode largement utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants Initiaux.

### IX.4. Précaution constructive

Il faut être particulièrement vigilant dans la conception et le calcul des assemblages afin de se prémunir contre tout risque de rupture brutale.

Un bon dimensionnement n'est pas suffisant, si la conception n'est pas correcte, au travers de l'assemblage la transmission parfaite des forces doit être parfaite afin de ne pas créer des efforts ou des moments secondaires parasites.

### IX.5. Assemblage diagonale du palée de stabilité avec poteau HEA450

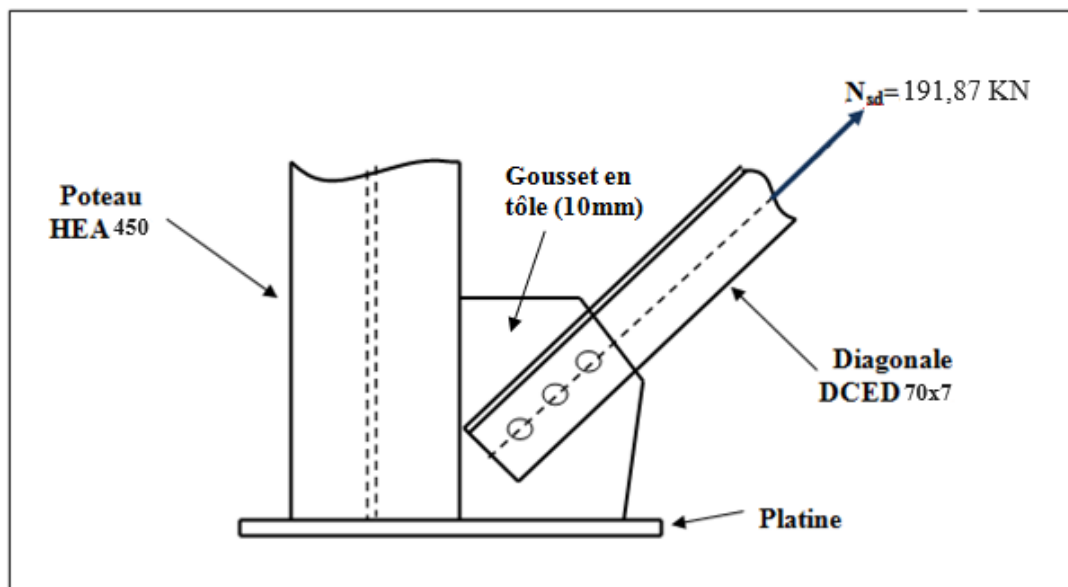


Figure IX.1 Attache Diagonale-Poteau

**IX.5.1. Disposition des boulons**

Les diagonales sont attachées par des boulons de diamètre **d=16mm** de **class6.8**, avec <sup>1</sup> :

$$f_{yb} = 480MPa, f_{ub} = 600MPa, \alpha_v = 0,5, \gamma_{Mb} = 1,25, A_s = 157mm^2$$

Où :

$f_{yb}$  : limite d'élasticité

$f_{ub}$  : contrainte de rupture relative a chaque classe

$\alpha_v$  : terme minorateur de  $f_{ub}$

Pour la disposition des boulons<sup>2</sup> on a :

$$\begin{cases} e_1 \geq 1,2 d_0 = 21,6mm & \rightarrow e_1 = 25mm \\ p_1 \geq 2,2 d_0 = 39,6 mm & \rightarrow p_1 = 40mm \\ e_2 \geq 1,5 d_0 = 27mm & \rightarrow e_2 = 30mm \end{cases}$$

- On a l'effort interne de la diagonal maximum  $N_{sd}=191,87$  KN au niveau de la barre n°663

|            | FX [daN]     |
|------------|--------------|
|            |              |
| <b>MAX</b> | 19186,98     |
| Barre      | 663          |
| Noeud      | 5            |
| Cas        | 12 (C) (CQC) |
| Mode       |              |

Figure IX.2 l'effort interne maximum obtenu par le logiciel Robot

- L'effort interne pour un boulon :

$$N_{sd1} = \frac{N_{sd}}{2 \times 3} = \frac{191,87}{3 \times 2} = 31,97 KN$$

<sup>1</sup> Eurocode 3 partie 1-8, page 21, tableau 3.1

<sup>2</sup> DTR-CCM97 : page 106, tableau 65.1

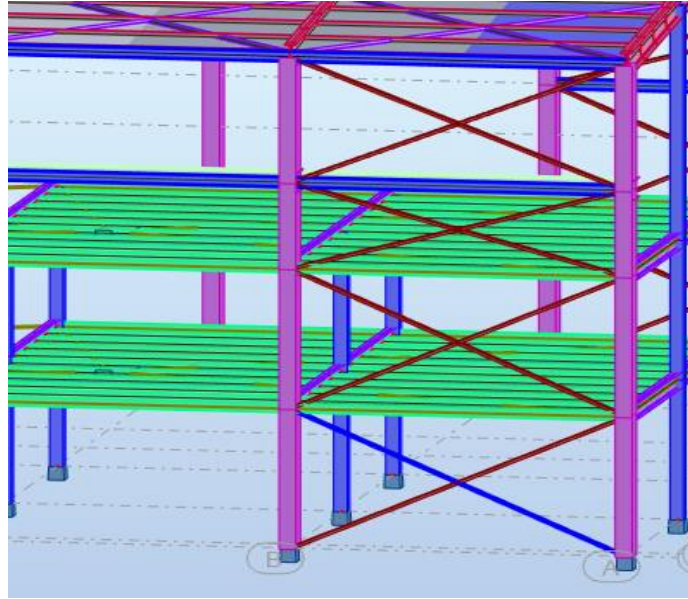


Figure IX.3 La Diagonale où l'effort interne  $N_{ed}$  est le plus défavorable

### IX.5.2. Vérification de l'assemblage au cisaillement

D'après le règlement CCM97 Il faut vérifier que <sup>3</sup> :  $N_{sd1} \leq F_{V.Rd}$

Avec :

$\gamma_{Mb}$  : Le coefficient partiel de sécurité pour les résistances<sup>4</sup>

$F_{V.Rd}$  : résistance par plan de cisaillement, pour une classe 6.8, on a :

$$F_{V.Rd} = \frac{0,5 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{V.Rd} = \frac{0,5 \times 600 \times 157}{1,25}$$

$$F_{V.Rd} = 30,41 \text{ KN}$$

Alors :

$$F_{V.Rd} \geq N_{sd1}$$

✓ La condition est vérifiée

<sup>3</sup> DTR-CCM97 : page113, tableau 65.3

<sup>4</sup> DTR-CCM97 : page 101, titre 6.1

**IX.5.3. Résistance à la pression diamétrale**

D'après le règlement CCM97<sup>5</sup> il, faut vérifier que :

$$F_{b,Rd} > F_{V,Ed}$$

Avec :

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

Et :

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1 \right\}$$

On suppose que le gousset est d'épaisseur  $t=10\text{mm}$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{25}{3 \times 18}; \frac{40}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; \frac{600}{480} \text{ ou } 1 \right\}$$

$$\alpha = \min\{0,46; 0,49; 1,25 \text{ ou } 1\}$$

Donc on a  $\alpha=0,4$

Alors :

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,46 \times 480 \times 16 \times 10}{1,25}$$

$$F_{b,Rd} = 70,65 \text{ KN}$$

$$F_{b,Rd} = 70,65 \text{ KN} > F_{V,Ed} = 30,41 \text{ KN}$$

✓ **La condition de résistance à la pression diamétrale est vérifiée**

**IX.5.4. Vérification de gousset à la traction**

D'après le règlement CCM97, il faut vérifier que :

$$F_{t,Rd} > N_{sd1}$$

Avec :

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

---

<sup>5</sup> DTR-CCM97 : page113, tableau 65.3

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times 600 \times 157}{1,5}$$

$$F_{t,Rd} = 56,52 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = 56,52 \text{ KN} > N_{sd1} = 31,97 \text{ KN}$$

- ✓ La condition de vérification à la traction est vérifiée
- ✓ Alors nous avons la diagonale DCED 70x7 attacher au gousset d'épaisseur  $t=10\text{mm}$  par des boulons ordinaires de classe 6.8 et  $d=16\text{mm}$ .

### IX.6. Assemblage attache solive-poutre maîtresse

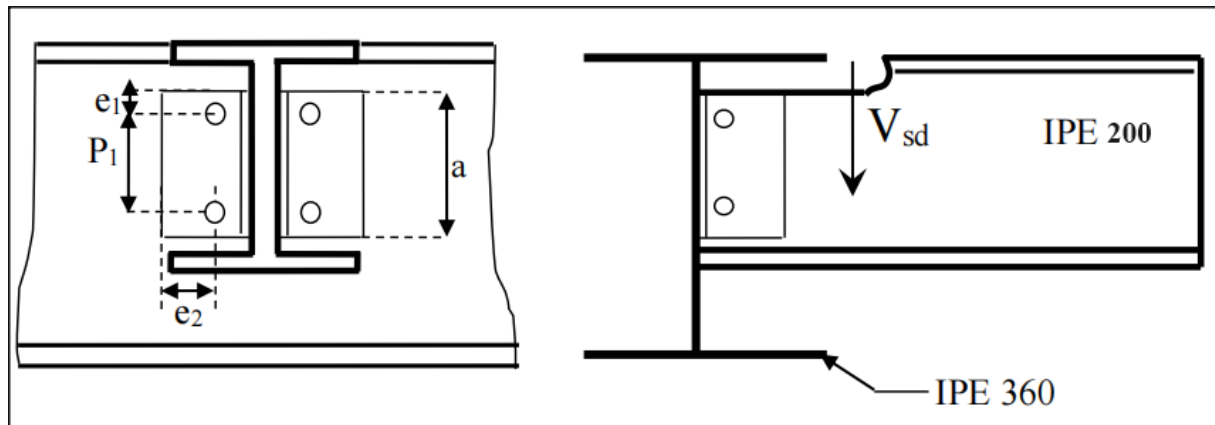


Figure IX.4 Attache solive-poutre maîtresse

#### IX.6.1. Dispositions des boulons

On choisit des boulons de  $d=16 \text{ mm}$  de classe 4.6 avec :

$$f_{yb} = 240 \text{ MPa}, f_{ub} = 400 \text{ MPa}, \alpha_v = 0,6, \gamma_{Mb} = 1,25, A_s = 157 \text{ mm}^2$$

Pour la disposition des boulons<sup>6</sup> on a :

$$\begin{cases} e_1 \geq 1,2 d_0 = 21,6 \text{ mm} & \rightarrow e_1 = 25 \text{ mm} \\ p_1 \geq 2,2 d_0 = 39,6 \text{ mm} & \rightarrow p_1 = 40 \text{ mm} \\ e_2 \geq 1,5 d_0 = 27 \text{ mm} & \rightarrow e_2 = 30 \text{ mm} \end{cases}$$

Avec :  $d_0 = 18 \text{ mm}$

<sup>6</sup> DTR-CCM97 : page 106, tableau 65.1

- Nous avons retrouvé depuis le logiciel **Robot structural Analysis** l'effort sollicitant le plus défavorable au niveau des solives et nous avons trouvé comme le montre la figure (X.5) la valeur de  $V_{sd} = 37,27 \text{ KN}$

|            | FX [daN] | FY [daN] | FZ [daN] | MX [kNm] | MY [kNm] | MZ [kNm]     |
|------------|----------|----------|----------|----------|----------|--------------|
| <b>MAX</b> | 0,39     | 0,00     | 3727,74  | 0,00     | 0,00     | 0,00         |
| Barre      | 461      | 545      | 538      | 461      | 574      | 457          |
| Noeud      | 692      | 808      | 799      | 701      | 854      | 697          |
| Cas        | 147 (C)  | 137 (C)  | 137 (C)  | 191 (C)  | 133 (C)  | 11 (C) (CQC) |
| Mode       |          |          |          |          |          |              |
| <b>MIN</b> | -0,46    | -0,00    | -3727,66 | -0,00    | -0,00    | -0,00        |
| Barre      | 461      | 546      | 538      | 531      | 536      | 457          |
| Noeud      | 701      | 803      | 790      | 792      | 786      | 698          |
| Cas        | 144 (C)  | 137 (C)  | 137 (C)  | 169 (C)  | 133 (C)  | 11 (C) (CQC) |
| Mode       |          |          |          |          |          |              |

Figure IX.5 Résultats obtenus des efforts internes pour les solives à l'aide du logiciel Robot structural Analysis

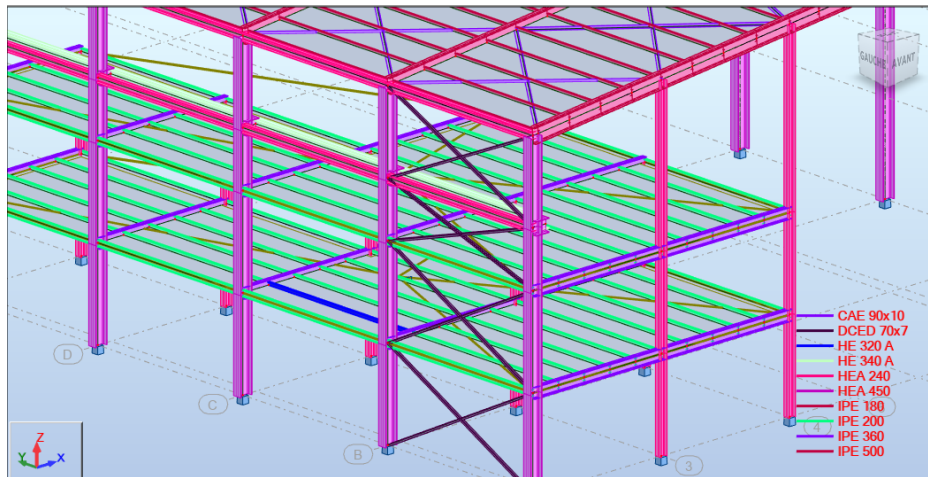


Figure IX.6 Représentation de la solive auquel l'effort interne est le plus défavorable

- Nous avons alors pour un boulon :

$$V_{sd1} = \frac{37,27}{2} = 18,63 \text{ KN}$$

$$V_{sd1} = 18,63 \text{ KN}$$

### IX.6.2. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement

Il faut vérifier que:

$$F_{V,Rd} \geq V_{sd1}$$

Avec :

$$F_{V,Rd} = \frac{0,6 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$
$$F_{V,Rd} = \frac{0,6 \times 400 \times 157}{1,25}$$
$$F_{V,Rd} = 30,14 \text{ KN}$$

Nous avons alors :

$$F_{V,Rd} = 30,14 \text{ KN} \geq V_{sd1} = 18,63 \text{ KN}$$

✓ **La résistance des boulons au cisaillement est donc vérifiée**

### IX.6.3. Résistance à la pression diamétrale

D'après le règlement CCM97<sup>7</sup>, il faut vérifier que :

$$F_{b,Rd} > F_{V,Ed}$$

Avec :

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

Et on suppose qu'on a une cornière de 60x6 où : t=6 mm

Et :

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1 \right\}$$
$$\alpha = \min \left\{ \frac{25}{3 \times 18}; \frac{40}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; \frac{400}{240} \text{ ou } 1 \right\}$$
$$\alpha = \min \{0,46; 0,49; 1,66 \text{ ou } 1\}$$

Alors :  **$\alpha = 0,46$**

D'où :

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,46 \times 240 \times 16 \times 8}{1,25}$$
$$F_{b,Rd} = 28,26 \text{ KN}$$

---

<sup>7</sup> DTR-CCM97 : page113, tableau 65.3

Donc :

$$F_{b,Rd} = 28,26 \text{ KN} \geq F_{V,Ed} = 18,63 \text{ KN}$$

✓ La résistance à la pression diamétrale est donc vérifiée

#### IX.6.4. Vérification de la cornière à la traction

D'après le règlement CCM97, il faut vérifier que :

$$F_{t,Rd} > N_{sd1}$$

Avec :

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times 400 \times 157}{1,5}$$

$$F_{t,Rd} = 37,68 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = 37,8 \text{ KN} > N_{sd1} = 31,97 \text{ KN}$$

✓ La résistance à la traction est donc vérifiée

✓ Alors nous concluons que la solive IPE200 est attachée à la poutre maîtresse par le biais d'une cornière CED 80x8 des deux côtés d'épaisseur  $t=8\text{mm}$  par des boulons ordinaires de classe 4.6 et  $d=16\text{mm}$ .

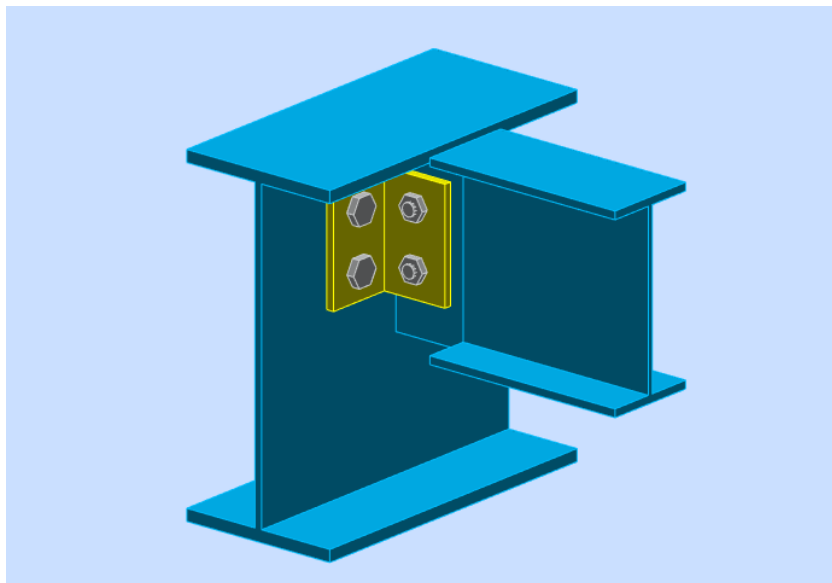


Figure IX.7 Vue de l'assemblage solive - poutre sur Robot

## IX.7. Assemblage pannes – traverse

### IX.7.1. Dimensionnement de l'échantignolle

Un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux traverses appelé échantignolle.

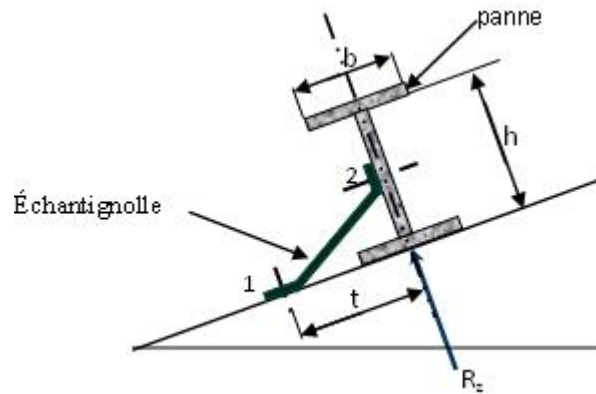


Figure IX.8 Assemblage panne –traverse.

➤ L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :

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

La panne **IPE160** a les caractéristiques suivantes :

$$b=8,2 \text{ cm et } h= 16 \text{ cm}$$

Nous avons ainsi :

$$8,2 \text{ cm} \leq t \leq 12,3 \text{ cm}$$

$$t=10 \text{ cm}$$

### IX.7.2. Calcul du moment de renversement

$$M_R = R_Z \times t + R_Y \times \frac{h}{2}$$

Avec :

$$R_Z = 9,24 \text{ KN}$$

$$R_Y = 0,144 \text{ KN}$$

$$M_R = 0,93 \text{ KN.m}$$

**IX.7.3. Calcul de l'épaisseur de l'échantignole**

Nous avons la relation suivante :  $\sigma = \frac{M_R}{W_{ech}} \leq \sigma_e$

Ainsi :

$$W_{ech} = \frac{M_R}{\sigma_e}$$

$$W_{ech} = 3381,81 \text{ mm}^3$$

Avec :

$$W_{ech} = \frac{a \times e^2}{6} \quad \rightarrow \quad e = \sqrt{\frac{6 \cdot W_{ech}}{a}}$$

Alors :  **$e = 14,24 \text{ mm}$**

On adopte pour l'attache des pannes une échantignolle d'épaisseur  $e = 15 \text{ mm}$  et de largeur  $a = 100 \text{ mm}$  avec des boulons  $\phi = 8 \text{ mm}$ .

**IX.7.4. Vérification des boulons**

Les boulons sont soumis à des efforts combinés de traction (T) et de cisaillement (V), ils doivent satisfaire la condition suivante :

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

Avec :

$F_{t,sd}$  : effort de traction de calcul par boulon à l'état limite ultime

$F_{V,sd}$  : effort de cisaillement de calcul par boulon

On a des boulons de classe 8.8 et de diamètre 8 mm alors :  $A_s = 36,6 \text{ mm}^2$  et  $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$  avec  $\gamma_{Mb} = 1,5$  pour la traction et  $\gamma_{Mb} = 1,25$  pour le cisaillement

Nous avons :

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{V,Rd} = \frac{0,5 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

Et :

$$\begin{cases} F_{t,sd} = R_y = 0,144 \text{ KN} \\ F_{V,sd} = R_z = 9,24 \text{ KN} \end{cases}$$

Ainsi :

$$F_{t,Rd} = 17,56 \text{ KN}$$

$$F_{V,Rd} = 11,71 \text{ KN}$$

Donc :

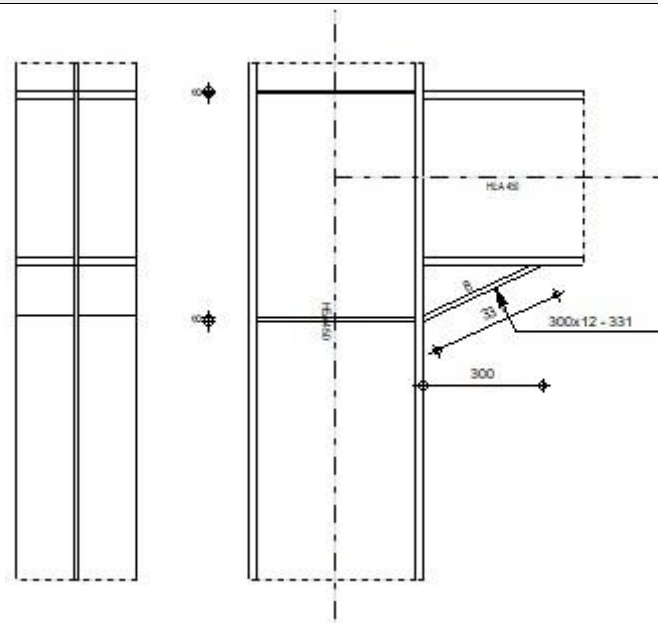
$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} = 0,79 < 1$$

✓ La condition est donc vérifiée

### IX.8. Assemblage Poteau HEA450 - Corbeau

Voici ci-dessous les résultats obtenus par le logiciel Robot Structural Analysis pour le dimensionnement de l'assemblage ainsi qu'aux vérifications résumés comme suit :

|                                                                                     |                                                                                                                                                               |                                                                                                                           |
|-------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|  | <p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019</p> <p><b>Calcul de l'Encastrement par soudure Corbeau-Poteau</b></p> <p>EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p> | <p></p> <p>Ratio<br/><b>0,27</b></p> |
|-------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|



Général

Assemblage N°: 34

Nom de l'assemblage : Poutre - poteau

Noeud de la structure: 2145

Barres de la structure: 7, 1484

### Géométrie

#### Poteau

Profilé: HEA 450

Barre N°: 7

$\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 440$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 12$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 21$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 178,03$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{xc} = 63721,60$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

S 275

Matériau:

$f_{yc} = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance

#### Poutre

Profilé: HEA 450

Barre N°: 1484

$\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_b = 440$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_f = 300$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wb} = 12$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fb} = 21$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_b = 27$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $r_b = 27$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_b = 178,03$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xb} = 63721,60$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 275

$f_{yb} = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance

### Jarret inférieur

|             |             |                       |                        |
|-------------|-------------|-----------------------|------------------------|
| $w_d =$     | 300         | [mm]                  | Largeur de la platine  |
| $t_{fd} =$  | 12          | [mm]                  | Epaisseur de l'aile    |
| $h_d =$     | 140         | [mm]                  | Hauteur de la platine  |
| $t_{wd} =$  | 8           | [mm]                  | Epaisseur de l'âme     |
| $l_d =$     | 300         | [mm]                  | Longueur de la platine |
| $\alpha =$  | 25,0        | [Deg]                 | Angle d'inclinaison    |
| Matériau:   | S 235       |                       |                        |
| $f_{ybu} =$ | 23500000,00 | [daN/m <sup>2</sup> ] | Résistance             |

### Raidisseur poteau

#### Supérieur

|             |             |                       |                         |
|-------------|-------------|-----------------------|-------------------------|
| $h_{su} =$  | 398         | [mm]                  | Hauteur du raidisseur   |
| $b_{su} =$  | 144         | [mm]                  | Largeur du raidisseur   |
| $t_{hu} =$  | 8           | [mm]                  | Epaisseur du raidisseur |
| Matériau:   | S 235       |                       |                         |
| $f_{ysu} =$ | 23500000,00 | [daN/m <sup>2</sup> ] | Résistance              |

#### Inférieur

|             |             |                       |                         |
|-------------|-------------|-----------------------|-------------------------|
| $h_{sd} =$  | 398         | [mm]                  | Hauteur du raidisseur   |
| $b_{sd} =$  | 144         | [mm]                  | Largeur du raidisseur   |
| $t_{hd} =$  | 8           | [mm]                  | Epaisseur du raidisseur |
| Matériau:   | S 235       |                       |                         |
| $f_{ysu} =$ | 23500000,00 | [daN/m <sup>2</sup> ] | Résistance              |

### Soudures d'angle

|            |    |      |                       |
|------------|----|------|-----------------------|
| $a_w =$    | 9  | [mm] | Soudure âme           |
| $a_r =$    | 15 | [mm] | Soudure semelle       |
| $a_s =$    | 9  | [mm] | Soudure du raidisseur |
| $a_{fd} =$ | 5  | [mm] | Soudure horizontale   |

### Coefficients de matériau

|                 |      |                                 |       |
|-----------------|------|---------------------------------|-------|
| $\gamma_{M0} =$ | 1,10 | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |
| $\gamma_{M1} =$ | 1,10 | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |
| $\gamma_{M2} =$ | 1,25 | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |
| $\gamma_{M3} =$ | 1,25 | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |

### Efforts

## Etat limite: ultime

Cas: 181:  $ELU/219 = 1 \times 1.00 + 9 \times 1.35 + 4 \times 1.35 \times 1.00 + (9+4) \times 1.35$

$M_{b1,Ed} = 8375,27$  [daN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 16786,57$  [daN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = 2516,40$  [daN] Effort axial dans la poutre droite

$M_{c1,Ed} = -12785,98$  [daN\*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur

$V_{c1,Ed} = -10331,14$  [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur

$N_{c1,Ed} = -5422,05$  [daN] Effort axial dans le poteau inférieur

$M_{c2,Ed} = -21161,21$  [daN\*m] Moment fléchissant dans la poteau supérieur

$V_{c2,Ed} = 7814,74$  [daN] Effort tranchant dans le poteau supérieur

$N_{c2,Ed} = 11481,61$  [daN] Effort axial dans le poteau supérieur

## Résultats

### Résistances de la poutre

#### TRACTION

$A_b = 178,03$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{tb,Rd} = 445075,00$  [daN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

$N_{b1,Ed} / N_{tb,Rd} \leq 1,0$   $0,01 < 1,00$  **vérifié** (0,01)

#### CISAILLEMENT

$A_{vb} = 76,98$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 111118,28$  [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$   $0,15 < 1,00$  **vérifié** (0,15)

#### FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 3215,87$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 80396,7$  [daN\*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

$W_{pl} = 3634,24$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 90855,89$  [daN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{b1,Ed} / M_{cb,Rd} \leq 1,0$   $0,09 < 1,00$  **vérifié** (0,09)

**AILE ET AME EN COMPRESSION**

$M_{cb,Rd} = 90855,89$  [daN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 563$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 161412,87$  [daN] 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

$\gamma = 25,0$  [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 311$  [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 65,78$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,85$  Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 2119340,78$  [daN/m<sup>2</sup>] 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)]

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd1} = 162774,49$  [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 344$  [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)]

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd2} = 134340,56$  [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$$

$F_{c,wb,Rd,low} = 134340,56$  [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

$N_{low} / F_{c,wb,Rd,low} \leq 1,0$   $0,10 < 1,00$  **vérifié** (0,10)

**EFFORTS AXIAUX DANS LES MEMBRURES DE LA POUTRE**

$h_f = 563$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes

$e_N = -33$  [mm] Excentricité de l'effort axial

$$N_{upp} = N_{b1,Ed} / 2 + (-N_{b1,Ed} e_N + M_{b1,Ed}) / h_f$$

$N_{upp} = 16285,50$  [daN] Effort axial dans la membrure supérieure de la poutre

$$N_{low} = N_{b1,Ed} / 2 - (-N_{b1,Ed} e_N + M_{b1,Ed}) / h_f$$

$$N_{low} = -13769,11 \text{ [daN]} \text{ Effort axial dans la membrure inférieure de la poutre}$$

## Résistances du poteau

### PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 8375,27 \text{ [daN*m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \text{ [daN*m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = -10331,14 \text{ [daN]} \text{ Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 7814,74 \text{ [daN]} \text{ Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 563 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 23952,28 \text{ [daN]} \text{ Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 65,78 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \begin{matrix} \text{EN1993-1-} \\ \text{1:[6.2.6.(3)]} \end{matrix}$$

$$A_{vc} = 65,78 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \begin{matrix} \text{EN1993-1-} \\ \text{1:[6.2.6.(3)]} \end{matrix}$$

$$d_s = 572 \text{ [mm]} \text{ Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = \frac{909,5}{6} \text{ [daN*m]} \text{ Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = \frac{112,8}{0} \text{ [daN*m]} \text{ Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = \frac{112,8}{0} \text{ [daN*m]} \text{ Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 89031,92 \text{ [daN]} \text{ Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,27 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,27)$$

### AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 12 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 296 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 65,78 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \begin{matrix} \text{EN1993-1-} \\ \text{1:[6.2.6.(3)]} \end{matrix}$$

$$\omega = 0,86 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = \frac{5066995,9}{3} \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \text{ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

## CHAPITRE IX ETUDE DES ASSEMBLAGES

$$A_s = 19,93 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 115819,09 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 344 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,94 \text{ Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,84 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 3,90 \text{ Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \text{ Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 104141,22 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 104141,22 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$N_{low} / F_{c,wc,Rd,low} \leq 1,0 \quad 0,13 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

### AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE SUPERIEURE DE LA POUTRE

$$t_{wc} = 12 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.3.(8)]$$

$$b_{eff,t,wc} = 303 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$A_{vc} = 65,78 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,86 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.3.(4)]$$

$$A_s = 23,08 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{t,wc,Rd,upp} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$$F_{t,wc,Rd} = 123952,94 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$N_{upp} / F_{t,wc,Rd,upp} \leq 1,0 \quad 0,13 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

### Résistance des soudures

$$A_w = 327,29 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 242,55 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 84,74 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 163491,04 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} = 1237058,2 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

## CHAPITRE IX ETUDE DES ASSEMBLAGES

|                                                                                                   |              |               |                       |                                       |              |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|---------------|-----------------------|---------------------------------------|--------------|
| $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$                                                                 | $1042673,1$  | $\frac{1}{6}$ | [daN/m <sup>2</sup> ] | Contraintes dans la soudure verticale | [4.5.3.2(5)] |
| $\tau_{II} =$                                                                                     | $1981034,9$  | $\frac{1}{1}$ | [daN/m <sup>2</sup> ] | Contrainte tangentielle               | [4.5.3.2(5)] |
| $\beta_w =$                                                                                       | $0,85$       |               |                       | Coefficient de corrélation            | [4.5.3.2(7)] |
| $\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$     |              |               |                       |                                       |              |
|                                                                                                   | $2474116,46$ | $<$           | $40470588,24$         | <b>vérifié</b>                        | (0,06)       |
| $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ |              |               |                       |                                       |              |
|                                                                                                   | $4015241,87$ | $<$           | $40470588,24$         | <b>vérifié</b>                        | (0,10)       |
| $\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$                                                     |              |               |                       |                                       |              |
|                                                                                                   | $1237058,23$ | $<$           | $30960000,00$         | <b>vérifié</b>                        | (0,04)       |

### Rigidité de l'assemblage

|                                                            |               |                    |                                                                    |                        |
|------------------------------------------------------------|---------------|--------------------|--------------------------------------------------------------------|------------------------|
| $A_{vc} =$                                                 | $65,78$       | [cm <sup>2</sup> ] | Aire de la section au cisaillement                                 | EN1993-1-1:[6.2.6.(3)] |
| $\beta =$                                                  | $1,00$        |                    | Paramètre de transformation                                        | [5.3.(7)]              |
| $z =$                                                      | $563$         | [mm]               | Bras de levier                                                     | [6.2.5]                |
| $k_1 =$                                                    | $4$           | [mm]               | Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement | [6.3.2.(1)]            |
| $k_2 =$                                                    | $\infty$      |                    | Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression  | [6.3.2.(1)]            |
| $k_3 =$                                                    | $\infty$      |                    | Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en traction     | [6.3.2.(1)]            |
| $S_{j,ini} = E z^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_3)$ |               |                    |                                                                    | [6.3.1.(4)]            |
| $S_{j,ini} =$                                              | $29549128,67$ | [daN*m]            | Rigidité en rotation initiale                                      | [6.3.1.(4)]            |
| $\eta =$                                                   | $2,00$        |                    | Coefficient de rigidité de l'assemblage                            | [5.1.2.(4)]            |
| $S_j = S_{j,ini} / \eta$                                   |               |                    |                                                                    | [6.3.1.(4)]            |
| $S_j =$                                                    | $14774564,33$ | [daN*m]            | Rigidité en rotation finale                                        | [6.3.1.(4)]            |

### Classification de l'assemblage par rigidité.

|                                                    |                |         |                                   |           |
|----------------------------------------------------|----------------|---------|-----------------------------------|-----------|
| $S_{j,rig} =$                                      | $214104576,43$ | [daN*m] | Rigidité de l'assemblage rigide   | [5.2.2.5] |
| $S_{j,pin} =$                                      | $13381536,03$  | [daN*m] | Rigidité de l'assemblage articulé | [5.2.2.5] |
| $S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE |                |         |                                   |           |

### Composant le plus faible:

PANNEAU D'ÂME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

|                                                      |       |        |
|------------------------------------------------------|-------|--------|
| <b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b> | Ratio | $0,27$ |
|------------------------------------------------------|-------|--------|

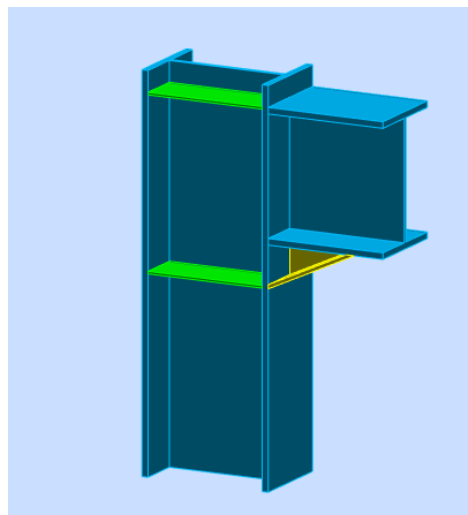
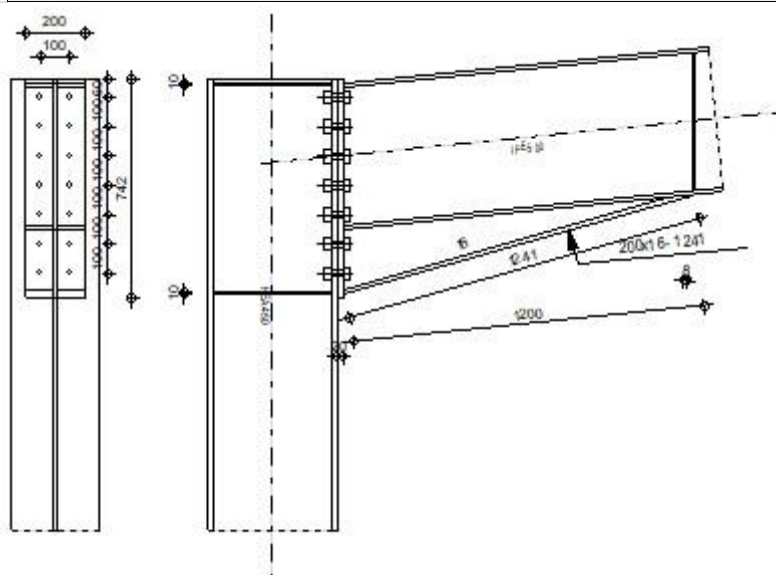


Figure IX.9 Vue De l'assemblage Poteau- Corbeau

### IX.9. Assemblage Poteau HEA450 – Traverse IPE500

|                                                                                     |                                                                                                                                                    |                                               |
|-------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------|
|  | <p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019</p> <p><b>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</b></p> <p>EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p> | <p><b>OK</b></p> <p>Ratio<br/><b>0,92</b></p> |
|-------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------|



#### Général

Assemblage N°: 9

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Noeud de la structure: 18

Barres de la structure: 23, 80

## Géométrie

### Poteau

Profilé: HEA 450

Barre N°: 23

$\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 440$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 12$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 21$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 178,03$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{xc} = 63721,60$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau: S 275  
 $f_{yc} = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance

### Poutre

Profilé: IPE 500

Barre N°: 80

$\alpha = 5,7$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_b = 500$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_f = 200$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wb} = 10$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fb} = 16$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_b = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $r_b = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_b = 115,52$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xb} = 48198,50$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
 Matériau: S 275  
 $f_{yb} = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance

### Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 22$  [mm] Diamètre du boulon  
 Classe = HR 10.9 Classe du boulon  
 $F_{tRd} = 26179,20$  [daN] Résistance du boulon à la traction

## CHAPITRE IX ETUDE DES ASSEMBLAGES

---

|                    |                              |                                                                 |
|--------------------|------------------------------|-----------------------------------------------------------------|
| $n_h =$            | 2                            | Nombre de colonnes des boulons                                  |
| $n_v =$            | 7                            | Nombre de rangées des boulons                                   |
| $h_1 =$            | 60 [mm]                      | Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about |
| Ecartement $e_i =$ | 100 [mm]                     |                                                                 |
| Entraxe $p_i =$    | 100;100;100;100;100;100 [mm] |                                                                 |

### Platine

|            |                                   |                         |
|------------|-----------------------------------|-------------------------|
| $h_p =$    | 742 [mm]                          | Hauteur de la platine   |
| $b_p =$    | 200 [mm]                          | Largeur de la platine   |
| $t_p =$    | 20 [mm]                           | Epaisseur de la platine |
| Matériau:  | S 275                             |                         |
| $f_{yp} =$ | 27500000,00 [daN/m <sup>2</sup> ] | Résistance              |

### Jarret inférieur

|             |                                   |                        |
|-------------|-----------------------------------|------------------------|
| $w_d =$     | 200 [mm]                          | Largeur de la platine  |
| $t_{fd} =$  | 16 [mm]                           | Epaisseur de l'aile    |
| $h_d =$     | 220 [mm]                          | Hauteur de la platine  |
| $t_{wd} =$  | 16 [mm]                           | Epaisseur de l'âme     |
| $l_d =$     | 1200 [mm]                         | Longueur de la platine |
| $\alpha =$  | 15,9 [Deg]                        | Angle d'inclinaison    |
| Matériau:   | S 275                             |                        |
| $f_{ybu} =$ | 27500000,00 [daN/m <sup>2</sup> ] | Résistance             |

### Raidisseur poteau

#### Supérieur

|             |                                   |                         |
|-------------|-----------------------------------|-------------------------|
| $h_{su} =$  | 398 [mm]                          | Hauteur du raidisseur   |
| $b_{su} =$  | 144 [mm]                          | Largeur du raidisseur   |
| $t_{hu} =$  | 10 [mm]                           | Epaisseur du raidisseur |
| Matériau:   | S 275                             |                         |
| $f_{ysu} =$ | 27500000,00 [daN/m <sup>2</sup> ] | Résistance              |

#### Inférieur

|            |          |                         |
|------------|----------|-------------------------|
| $h_{sd} =$ | 398 [mm] | Hauteur du raidisseur   |
| $b_{sd} =$ | 144 [mm] | Largeur du raidisseur   |
| $t_{hd} =$ | 10 [mm]  | Epaisseur du raidisseur |
| Matériau:  | S 275    |                         |

$f_{ysu} = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance

## Soudures d'angle

$a_w = 6$  [mm] Soudure âme  
 $a_r = 12$  [mm] Soudure semelle  
 $a_s = 6$  [mm] Soudure du raidisseur  
 $a_{fd} = 5$  [mm] Soudure horizontale

## Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,10$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]  
 $\gamma_{M1} = 1,10$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]  
 $\gamma_{M3} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

## Efforts

### Etat limite: ultime

Cas:  $148: ELU/71=1*1.00 + 4*1.50 \quad 1*1.00+4*1.50$   
 $M_{b1,Ed} = -43865,61$  [daN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite  
 $V_{b1,Ed} = -13080,26$  [daN] Effort tranchant dans la poutre droite  
 $N_{b1,Ed} = 7058,85$  [daN] Effort axial dans la poutre droite  
 $M_{c2,Ed} = 43865,60$  [daN\*m] Moment fléchissant dans la poteau supérieur  
 $V_{c2,Ed} = -7058,85$  [daN] Effort tranchant dans le poteau supérieur  
 $N_{c2,Ed} = 12963,18$  [daN] Effort axial dans le poteau supérieur

## Résultats

### Résistances de la poutre

#### TRACTION

$A_b = 115,52$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]  
 $N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$   
 $N_{tb,Rd} = 288800,00$  [daN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

#### CISAILLEMENT

$A_{vb} = 95,07$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]  
 $V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$   
 $V_{cb,Rd} = 137224,61$  [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]  
 $V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,10 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$

#### FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 2194,12$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 54853,0 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) } \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

#### FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$$W_{pl} = 3085,94 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur plastique de la section } \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 77148,59 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion } \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

#### AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 77148,59 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion } \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 706 \text{ [mm]} \text{ Distance entre les centres de gravité des ailes } \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 109254,42 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées } \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

### Résistances du poteau

#### PANNEAU D'AME EN CISAILEMENT

$$M_{b1,Ed} = -43865,61 \text{ [daN*m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre droite } \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \text{ [daN*m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre gauche } \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$V_{c1,Ed} = 0,00 \text{ [daN]} \text{ Effort tranchant dans le poteau inférieur } \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$V_{c2,Ed} = -7058,85 \text{ [daN]} \text{ Effort tranchant dans le poteau supérieur } \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$z = 592 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier } \quad \text{[6.2.5]}$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = -77631,73 \text{ [daN]} \text{ Panneau d'âme en cisaillement } \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$A_{vs} = 65,78 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de cisaillement de l'âme du poteau } \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 65,78 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement } \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 712 \text{ [mm]} \text{ Distance entre les centres de gravités des raidisseurs } \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 909,5 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion } \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 206,2 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion } \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 206,2 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion } \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 88589,35 \text{ [daN]} \text{ Résistance du panneau d'âme au cisaillement } \quad \text{[6.2.6.1]}$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,88 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,88)$$

#### AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 12$  [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$b_{eff,c,wc} = 303$  [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vc} = 65,78$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,86$  Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 11112239,3$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$  Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$A_s = 28,85$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$F_{c,wc,Rd1} = 146702,90$  [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 344$  [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 0,95$  Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,83$  Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_s = 3,90$  Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$\chi_s = 1,00$  Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$F_{c,wc,Rd2} = 134248,94$  [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$F_{c,wc,Rd,upp} = 134248,94$  [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

## Paramètres géométriques 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  | 23 | -              | 100 | -              | 100 | 142                 | 181                 | 142                | 181                | 171                   | 123                   | 123                  | 123                  |
| 2  | 23 | -              | 100 | -              | 100 | 142                 | 216                 | 142                | 216                | 200                   | 100                   | 100                  | 100                  |
| 3  | 23 | -              | 100 | -              | 100 | 142                 | 216                 | 142                | 216                | 200                   | 100                   | 100                  | 100                  |
| 4  | 23 | -              | 100 | -              | 100 | 142                 | 216                 | 142                | 216                | 200                   | 100                   | 100                  | 100                  |
| 5  | 23 | -              | 100 | -              | 100 | 142                 | 216                 | 142                | 216                | 200                   | 100                   | 100                  | 100                  |
| 6  | 23 | -              | 100 | -              | 100 | 142                 | 216                 | 142                | 216                | 200                   | 100                   | 100                  | 100                  |

## CHAPITRE IX ETUDE DES ASSEMBLAGES

|   |    |   |     |   |     |     |     |     |     |     |     |     |     |
|---|----|---|-----|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| 7 | 23 | - | 100 | - | 100 | 142 | 181 | 142 | 181 | 171 | 123 | 123 | 123 |
|---|----|---|-----|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|

### 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  | 38 | -              | 50 | -              | 100 | 239                 | 235                 | 235                | 235                | 220                   | 178                   | 178                  | 178                  |
| 2  | 38 | -              | 50 | -              | 100 | 239                 | 215                 | 215                | 215                | 200                   | 100                   | 100                  | 100                  |
| 3  | 38 | -              | 50 | -              | 100 | 239                 | 215                 | 215                | 215                | 200                   | 100                   | 100                  | 100                  |
| 4  | 38 | -              | 50 | -              | 100 | 239                 | 215                 | 215                | 215                | 200                   | 100                   | 100                  | 100                  |
| 5  | 38 | -              | 50 | -              | 100 | 239                 | 215                 | 215                | 215                | 200                   | 100                   | 100                  | 100                  |
| 6  | 38 | -              | 50 | -              | 100 | 239                 | 215                 | 215                | 215                | 200                   | 100                   | 100                  | 100                  |
| 7  | 38 | -              | 50 | -              | 100 | 239                 | 215                 | 215                | 215                | 220                   | 157                   | 157                  | 157                  |

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

l<sub>eff,nc</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l<sub>eff,1</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l<sub>eff,2</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l<sub>eff,cp,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l<sub>eff,nc,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l<sub>eff,1,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l<sub>eff,2,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

### Résistance de l'assemblage à la traction

$F_{t,Rd} = 26179,20$  [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 42796,03$  [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$

$N_{j,Rd} = 288800,00$  [daN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$   $0,02 < 1,00$  **vérifié** (0,02)

### Résistance de l'assemblage à la flexion

$F_{t,Rd} = 26179,20$  [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 42796,03$  [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

## CHAPITRE IX ETUDE DES ASSEMBLAGES

$F_{t,fc,Rd}$  – 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

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$  [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$  [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$  [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$  [6.2.6.8.(1)]

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

| <b>F<sub>t1,Rd,comp</sub> - Formule</b>   | <b>F<sub>t1,Rd,comp</sub></b> | <b>Composant</b>                      |
|-------------------------------------------|-------------------------------|---------------------------------------|
| $F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$ | 39362,40                      | Résistance d'une rangée de boulon     |
| $F_{t,fc,Rd(1)} = 48688,00$               | 48688,00                      | Aile du poteau - traction             |
| $F_{t,wc,Rd(1)} = 39362,40$               | 39362,40                      | Ame du poteau - traction              |
| $F_{t,ep,Rd(1)} = 42811,88$               | 42811,88                      | Platine d'about - traction            |
| $F_{t,wb,Rd(1)} = 60019,00$               | 60019,00                      | Ame de la poutre - traction           |
| $B_{p,Rd} = 85592,06$                     | 85592,06                      | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $V_{wp,Rd}/\beta = 88589,35$              | 88589,35                      | Panneau d'âme - compression           |
| $F_{c,wc,Rd} = 134248,94$                 | 134248,94                     | Ame du poteau - compression           |
| $F_{c,fb,Rd} = 109254,42$                 | 109254,42                     | Aile 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>                      |
|---------------------------------------------------------------|-------------------------------|---------------------------------------|
| $F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$                     | 19311,39                      | Résistance d'une rangée de boulon     |
| $F_{t,fc,Rd(2)} = 52358,40$                                   | 52358,40                      | Aile du poteau - traction             |
| $F_{t,wc,Rd(2)} = 39362,40$                                   | 39362,40                      | Ame du poteau - traction              |
| $F_{t,ep,Rd(2)} = 41621,14$                                   | 41621,14                      | Platine d'about - traction            |
| $F_{t,wb,Rd(2)} = 54811,51$                                   | 54811,51                      | Ame de la poutre - traction           |
| $B_{p,Rd} = 85592,06$                                         | 85592,06                      | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^1 F_{ti,Rd} = 88589,35 - 39362,40$  | 49226,96                      | Panneau d'âme - compression           |
| $F_{c,wc,Rd} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 134248,94 - 39362,40$     | 94886,55                      | Ame du poteau - compression           |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 109254,42 - 39362,40$     | 69892,02                      | Aile de la poutre - compression       |
| $F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 82340,68 - 39362,40$ | 42978,28                      | Aile du poteau - traction - groupe    |
| $F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 58673,79 - 39362,40$ | 19311,39                      | Ame du poteau - traction - groupe     |
| $F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 72915,81 - 39362,40$ | 33553,41                      | Platine d'about - traction - groupe   |

## CHAPITRE IX ETUDE DES ASSEMBLAGES

|                                                               |          |                                      |
|---------------------------------------------------------------|----------|--------------------------------------|
| $F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 70863,24 - 39362,40$ | 31500,85 | Ame de la poutre - traction - groupe |
|---------------------------------------------------------------|----------|--------------------------------------|

### 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>                      |
|------------------------------------------------------------------|-------------------------------|---------------------------------------|
| $F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$                        | 19475,27                      | Résistance d'une rangée de boulon     |
| $F_{t,fc,Rd(3)} = 52358,40$                                      | 52358,40                      | Aile du poteau - traction             |
| $F_{t,wc,Rd(3)} = 39362,40$                                      | 39362,40                      | Ame du poteau - traction              |
| $F_{t,ep,Rd(3)} = 41621,14$                                      | 41621,14                      | Platine d'about - traction            |
| $F_{t,wb,Rd(3)} = 54811,51$                                      | 54811,51                      | Ame de la poutre - traction           |
| $B_{p,Rd} = 85592,06$                                            | 85592,06                      | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^2 F_{ti,Rd} = 88589,35 - 58673,79$     | 29915,57                      | Panneau d'âme - compression           |
| $F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 134248,94 - 58673,79$        | 75575,16                      | Ame du poteau - compression           |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 109254,42 - 58673,79$        | 50580,63                      | Aile de la poutre - compression       |
| $F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 79809,55 - 19311,39$    | 60498,16                      | Aile du poteau - traction - groupe    |
| $F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 53412,56 - 19311,39$    | 34101,17                      | Ame du poteau - traction - groupe     |
| $F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 122245,46 - 58673,79$ | 63571,67                      | Aile du poteau - traction - groupe    |
| $F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 78149,06 - 58673,79$  | 19475,27                      | Ame du poteau - traction - groupe     |
| $F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 52477,22 - 19311,39$    | 33165,83                      | Platine d'about - traction - groupe   |
| $F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 51000,00 - 19311,39$    | 31688,61                      | Ame de la poutre - traction - groupe  |
| $F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 99154,42 - 58673,79$  | 40480,63                      | Platine d'about - traction - groupe   |
| $F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 96363,24 - 58673,79$  | 37689,46                      | Ame de la poutre - traction - groupe  |

### 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>                      |
|---------------------------------------------------------------|-------------------------------|---------------------------------------|
| $F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$                     | 10440,29                      | Résistance d'une rangée de boulon     |
| $F_{t,fc,Rd(4)} = 52358,40$                                   | 52358,40                      | Aile du poteau - traction             |
| $F_{t,wc,Rd(4)} = 39362,40$                                   | 39362,40                      | Ame du poteau - traction              |
| $F_{t,ep,Rd(4)} = 41621,14$                                   | 41621,14                      | Platine d'about - traction            |
| $F_{t,wb,Rd(4)} = 54811,51$                                   | 54811,51                      | Ame de la poutre - traction           |
| $B_{p,Rd} = 85592,06$                                         | 85592,06                      | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 88589,35 - 78149,06$  | 10440,29                      | Panneau d'âme - compression           |
| $F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 134248,94 - 78149,06$     | 56099,88                      | Ame du poteau - compression           |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 109254,42 - 78149,06$     | 31105,36                      | Aile de la poutre - compression       |
| $F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 79809,55 - 19475,27$ | 60334,28                      | Aile du poteau - traction - groupe    |

## CHAPITRE IX ETUDE DES ASSEMBLAGES

|                                                                    |          |                                      |
|--------------------------------------------------------------------|----------|--------------------------------------|
| $F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 53412,56 - 19475,27$      | 33937,29 | Ame du poteau - traction - groupe    |
| $F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 119714,33 - 38786,67$   | 80927,67 | Aile du poteau - traction - groupe   |
| $F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 74025,67 - 38786,67$    | 35239,01 | Ame du poteau - traction - groupe    |
| $F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 162150,23 - 78149,06$ | 84001,17 | Aile du poteau - traction - groupe   |
| $F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 93028,19 - 78149,06$  | 14879,13 | Ame du poteau - traction - groupe    |
| $F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 52477,22 - 19475,27$      | 33001,95 | Platine d'about - traction - groupe  |
| $F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 51000,00 - 19475,27$      | 31524,73 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 78715,83 - 38786,67$    | 39929,16 | Platine d'about - traction - groupe  |
| $F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 76500,00 - 38786,67$    | 37713,33 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 125393,03 - 78149,06$ | 47243,96 | Platine d'about - traction - groupe  |
| $F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 121863,24 - 78149,06$ | 43714,18 | Ame de la poutre - traction - groupe |

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

| <b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>                              | <b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b> | <b>Composant</b>                      |
|----------------------------------------------------------------------|-------------------------------|---------------------------------------|
| $F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$                            | 0,00                          | Résistance d'une rangée de boulon     |
| $F_{t,fc,Rd(5)} = 52358,40$                                          | 52358,40                      | Aile du poteau - traction             |
| $F_{t,wc,Rd(5)} = 39362,40$                                          | 39362,40                      | Ame du poteau - traction              |
| $F_{t,ep,Rd(5)} = 41621,14$                                          | 41621,14                      | Platine d'about - traction            |
| $F_{t,wb,Rd(5)} = 54811,51$                                          | 54811,51                      | Ame de la poutre - traction           |
| $B_{p,Rd} = 85592,06$                                                | 85592,06                      | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^4 F_{ti,Rd} = 88589,35 - 88589,35$         | 0,00                          | Panneau d'âme - compression           |
| $F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 134248,94 - 88589,35$            | 45659,59                      | Ame du poteau - compression           |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 109254,42 - 88589,35$            | 20665,07                      | Aile de la poutre - compression       |
| $F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 79809,55 - 10440,29$        | 69369,26                      | Aile du poteau - traction - groupe    |
| $F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 53412,56 - 10440,29$        | 42972,27                      | Ame du poteau - traction - groupe     |
| $F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 119714,33 - 29915,57$     | 89798,76                      | Aile du poteau - traction - groupe    |
| $F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 74025,67 - 29915,57$      | 44110,11                      | Ame du poteau - traction - groupe     |
| $F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 159619,11 - 49226,96$   | 110392,15                     | Aile du poteau - traction - groupe    |
| $F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 89919,76 - 49226,96$    | 40692,80                      | Ame du poteau - traction - groupe     |
| $F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 202055,01 - 88589,35$ | 113465,66                     | Aile du poteau - traction - groupe    |
| $F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 104129,57 - 88589,35$ | 15540,21                      | Ame du poteau - traction - groupe     |
| $F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 52477,22 - 10440,29$        | 42036,93                      | Platine d'about - traction - groupe   |
| $F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 51000,00 - 10440,29$        | 40559,71                      | Ame de la poutre - traction - groupe  |
| $F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 78715,83 - 29915,57$      | 48800,26                      | Platine d'about - traction - groupe   |

## CHAPITRE IX ETUDE DES ASSEMBLAGES

|                                                                      |          |                                      |
|----------------------------------------------------------------------|----------|--------------------------------------|
| $F_{t,wb,Rd}(5+4+3) - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 76500,00 - 29915,57$      | 46584,43 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd}(5+4+3+2) - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 104954,44 - 49226,96$   | 55727,48 | Platine d'about - traction - groupe  |
| $F_{t,wb,Rd}(5+4+3+2) - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 102000,00 - 49226,96$   | 52773,04 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd}(5+4+3+2+1) - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 151631,64 - 88589,35$ | 63042,28 | Platine d'about - traction - groupe  |
| $F_{t,wb,Rd}(5+4+3+2+1) - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 147363,24 - 88589,35$ | 58773,89 | 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

| Nr | $h_j$ | $F_{tj,Rd}$ | $F_{t,fc,Rd}$ | $F_{t,wc,Rd}$ | $F_{t,ep,Rd}$ | $F_{t,wb,Rd}$ | $F_{t,Rd}$ | $B_{p,Rd}$ |
|----|-------|-------------|---------------|---------------|---------------|---------------|------------|------------|
| 1  | 642   | 39362,40    | 48688,00      | 39362,40      | 42811,88      | 60019,00      | 52358,40   | 85592,06   |
| 2  | 542   | 19311,39    | 52358,40      | 39362,40      | 41621,14      | 54811,51      | 52358,40   | 85592,06   |
| 3  | 442   | 19475,27    | 52358,40      | 39362,40      | 41621,14      | 54811,51      | 52358,40   | 85592,06   |
| 4  | 342   | 10440,29    | 52358,40      | 39362,40      | 41621,14      | 54811,51      | 52358,40   | 85592,06   |
| 5  | 242   | -           | 52358,40      | 39362,40      | 41621,14      | 54811,51      | 52358,40   | 85592,06   |
| 6  | 142   | -           | 52358,40      | 39362,40      | 41621,14      | 54811,51      | 52358,40   | 85592,06   |
| 7  | 42    | -           | 48688,00      | 39362,40      | 41621,14      | 54811,51      | 52358,40   | 85592,06   |

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 47912,55 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,92 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,92)$$

### 1.1.1 Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,94 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 20552,05 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 26179,20 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 37840,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 31533,33 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

| Nr | $F_{tj,Rd,N}$ | $F_{tj,Ed,N}$ | $F_{tj,Rd,M}$ | $F_{tj,Ed,M}$ | $F_{tj,Ed}$ | $F_{vj,Rd}$ |
|----|---------------|---------------|---------------|---------------|-------------|-------------|
| 1  | 52358,40      | 1008,41       | 39362,40      | 36037,64      | 37046,05    | 20330,45    |
| 2  | 52358,40      | 1008,41       | 19311,39      | 17680,25      | 18688,66    | 30624,40    |
| 3  | 52358,40      | 1008,41       | 19475,27      | 17830,29      | 18838,70    | 30540,26    |
| 4  | 52358,40      | 1008,41       | 10440,29      | 9558,45       | 10566,86    | 35178,71    |
| 5  | 52358,40      | 1008,41       | 0,00          | 0,00          | 1008,41     | 40538,63    |

## CHAPITRE IX ETUDE DES ASSEMBLAGES

|   |          |         |      |      |         |          |
|---|----------|---------|------|------|---------|----------|
| 6 | 52358,40 | 1008,41 | 0,00 | 0,00 | 1008,41 | 40538,63 |
| 7 | 52358,40 | 1008,41 | 0,00 | 0,00 | 1008,41 | 40538,63 |

$F_{tj,Rd,N}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$  – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$  – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$  – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$  – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd}))$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 238289,71 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

### Résistance des soudures

$$A_w = 152,53 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 76,75 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 75,78 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 77689,34 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} = 15262377,91 \quad [\text{daN/m}^2] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 14644568,40 \quad [\text{daN/m}^2] \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{II} = -1726108,72 \quad [\text{daN/m}^2] \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 30524755,81 < 40470588,24 \quad \text{vérifié} \quad (0,75)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 29441329,60 < 40470588,24 \quad \text{vérifié} \quad (0,73)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 15262377,91 < 30960000,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,49)$$

### Rigidité de l'assemblage

## CHAPITRE IX ETUDE DES ASSEMBLAGES

|              |    |      |                                     |               |
|--------------|----|------|-------------------------------------|---------------|
| $t_{wash} =$ | 5  | [mm] | Epaisseur de la plaquette           | [6.2.6.3.(2)] |
| $h_{head} =$ | 16 | [mm] | Hauteur de la tête du boulon        | [6.2.6.3.(2)] |
| $h_{nut} =$  | 22 | [mm] | Hauteur de l'écrou du boulon        | [6.2.6.3.(2)] |
| $L_b =$      | 70 | [mm] | Longueur du boulon                  | [6.2.6.3.(2)] |
| $k_{10} =$   | 7  | [mm] | Coefficient de rigidité des boulons | [6.3.2.(1)]   |

### RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

| Nr | $h_j$ | $k_3$ | $k_4$ | $k_5$ | $k_{eff,j}$ | $k_{eff,j} h_j$ | $k_{eff,j} h_j^2$ |
|----|-------|-------|-------|-------|-------------|-----------------|-------------------|
|    |       |       |       |       | Somme       | 34,83           | 1628,67           |
| 1  | 642   | 2     | 89    | 23    | 2           | 10,71           | 687,36            |
| 2  | 542   | 2     | 72    | 13    | 1           | 7,43            | 402,56            |
| 3  | 442   | 2     | 72    | 13    | 1           | 6,06            | 267,71            |
| 4  | 342   | 2     | 72    | 13    | 1           | 4,69            | 160,27            |
| 5  | 242   | 2     | 72    | 13    | 1           | 3,32            | 80,24             |
| 6  | 142   | 2     | 72    | 13    | 1           | 1,95            | 27,62             |
| 7  | 42    | 2     | 89    | 20    | 2           | 0,69            | 2,91              |

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j^2 / \sum k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 468 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 7 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 65,78 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 468 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 14289712,67 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 2,35 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 6068130,90 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

### Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 6445730,00 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 402858,13 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$  RIGIDE

Composant le plus faible:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

|                                                      |       |             |
|------------------------------------------------------|-------|-------------|
| <b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b> | Ratio | <b>0,92</b> |
|------------------------------------------------------|-------|-------------|

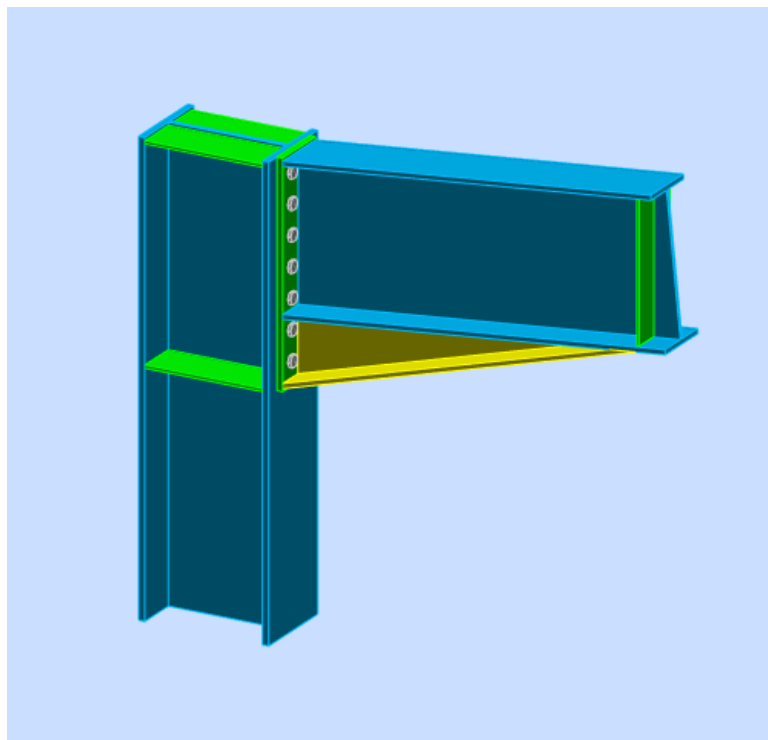
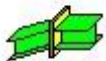
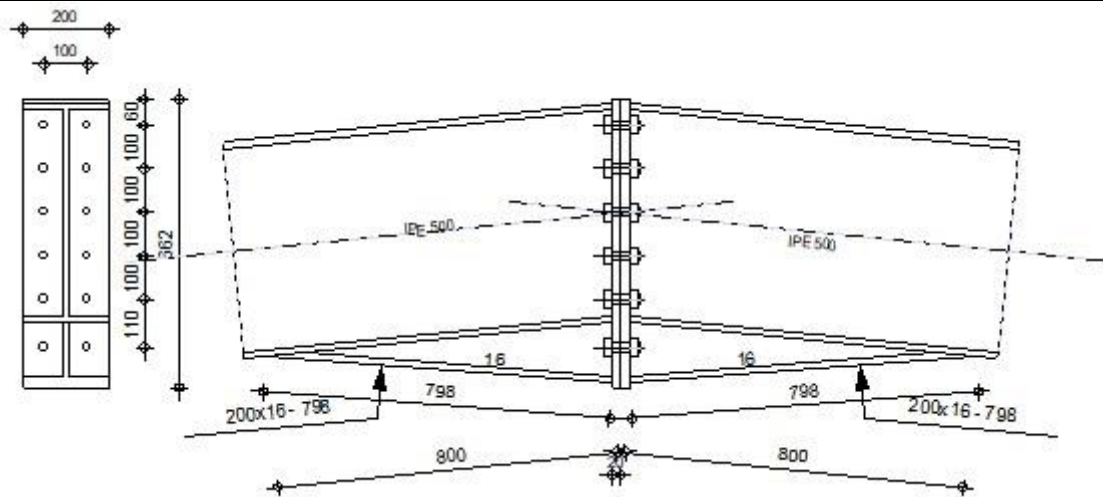


Figure IX.10 Vue de l'assemblage Poteau-Traverse

### IX.10. Assemblage Traverse-Traverse (Faitage)

|                                                                                     |                                                                                                                                                  |                                                                                                                |
|-------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|  | <p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019</p> <p><b>Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre</b></p> <p>EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p> | <div data-bbox="1273 1529 1350 1599">OK</div> <div data-bbox="1281 1648 1342 1704">Ratio<br/><b>0,50</b></div> |
|-------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|



## Général

Assemblage N°: 16

Nom de l'assemblage : Poutre - poutre

Noeud de la structure: 80

Barres de la structure: 78, 79

## Géométrie

### Gauche

#### Poutre

Profilé: IPE 500

Barre N°: 78

$\alpha = -174,3$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_{bl} = 500$  [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{tbl} = 200$  [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wbl} = 10$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{tbl} = 16$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_{bl} = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_{bl} = 115,52$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre

$I_{xbl} = 48198,50$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 275

$f_{yb} = 275000000,00$  [Pa] Résistance

### Droite

#### Poutre

Profilé: IPE 500

Barre N°: 79

---

|                 |              |                    |                                                |
|-----------------|--------------|--------------------|------------------------------------------------|
| $\alpha =$      | -5,7         | [Deg]              | Angle d'inclinaison                            |
| $h_{br} =$      | 500          | [mm]               | Hauteur de la section de la poutre             |
| $b_{fbr} =$     | 200          | [mm]               | Largeur de la section de la poutre             |
| $t_{wbr} =$     | 10           | [mm]               | Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  |
| $t_{fbr} =$     | 16           | [mm]               | Epaisseur de l'aile de la section de la poutre |
| $r_{br} =$      | 21           | [mm]               | Rayon de congé de la section de la poutre      |
| $A_{br} =$      | 115,52       | [cm <sup>2</sup> ] | Aire de la section de la poutre                |
| $I_{xbr} =$     | 48198,50     | [cm <sup>4</sup> ] | Moment d'inertie de la poutre                  |
| Matériau: S 275 |              |                    |                                                |
| $f_{yb} =$      | 275000000,00 | [Pa]               | Résistance                                     |

### Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

|                    |                     |      |                                                                 |
|--------------------|---------------------|------|-----------------------------------------------------------------|
| $d =$              | 20                  | [mm] | Diamètre du boulon                                              |
| Classe =           | HR 10.9             |      | Classe du boulon                                                |
| $F_{tRd} =$        | 21,59               | [T]  | Résistance du boulon à la traction                              |
| $n_h =$            | 2                   |      | Nombre de colonnes des boulons                                  |
| $n_v =$            | 6                   |      | Nombre de rangées des boulons                                   |
| $h_1 =$            | 60                  | [mm] | Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about |
| Ecartement $e_i =$ | 100                 | [mm] |                                                                 |
| Entraxe $p_i =$    | 100;100;100;100;110 | [mm] |                                                                 |

### Platine

|                 |              |      |                         |
|-----------------|--------------|------|-------------------------|
| $h_{pr} =$      | 662          | [mm] | Hauteur de la platine   |
| $b_{pr} =$      | 200          | [mm] | Largeur de la platine   |
| $t_{pr} =$      | 20           | [mm] | Epaisseur de la platine |
| Matériau: S 275 |              |      |                         |
| $f_{ypr} =$     | 275000000,00 | [Pa] | Résistance              |

### Jarret inférieur

|              |     |       |                        |
|--------------|-----|-------|------------------------|
| $w_{rd} =$   | 200 | [mm]  | Largeur de la platine  |
| $t_{frd} =$  | 16  | [mm]  | Epaisseur de l'aile    |
| $h_{rd} =$   | 140 | [mm]  | Hauteur de la platine  |
| $t_{wrd} =$  | 16  | [mm]  | Epaisseur de l'âme     |
| $l_{rd} =$   | 800 | [mm]  | Longueur de la platine |
| $\alpha_d =$ | 4,3 | [Deg] | Angle d'inclinaison    |

Matériau: S 235

$f_{ybu} = 235000000,00$  [Pa] Résistance

## Soudures d'angle

$a_w = 8$  [mm] Soudure âme

$a_r = 12$  [mm] Soudure semelle

$a_{fd} = 5$  [mm] Soudure horizontale

## Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,10$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M1} = 1,10$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M3} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

## Efforts

### Etat limite: ultime

Cas: 148:  $ELU/71=1*1.00 + 4*1.50 \quad 1*1.00+4*1.50$

$M_{b1,Ed} = 24,55$  [T\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = -0,14$  [T] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = 7,75$  [T] Effort axial dans la poutre droite

## Résultats

### Résistances de la poutre

#### TRACTION

$A_b = 115,52$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{tb,Rd} = 294,49$  [T] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

#### CISAILLEMENT

$A_{vb} = 82,27$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 121,09$  [T] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$

#### FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 2194,12$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 55,93$  [T\*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**

$W_{pl} = 2620,46$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 66,80$  [T\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

**AILE ET AME EN COMPRESSION**

$M_{cb,Rd} = 66,80$  [T\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 626$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 106,64$  [T] 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:

$\beta = 5,7$  [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 4,3$  [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 311$  [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 59,87$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,86$  Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 99809621,5$  [Pa] 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)]

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd1} = 395,19$  [T] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 426$  [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,20$  Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,69$  Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd2} = 273,92$  [T] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$$

$F_{c,wb,Rd3} = 101,97$  [T] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2} , F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 101,97 \quad [T] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre}$$

[6.2.6.2.(1)]

## Paramètres géométriques de l'assemblage

### 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  | 36 | -              | 50 | -              | 100 | 225                 | 269                 | 225                | 269                | 213                   | 216                   | 213                  | 216                  |
| 2  | 36 | -              | 50 | -              | 100 | 225                 | 206                 | 206                | 206                | 200                   | 100                   | 100                  | 100                  |
| 3  | 36 | -              | 50 | -              | 100 | 225                 | 206                 | 206                | 206                | 200                   | 100                   | 100                  | 100                  |
| 4  | 36 | -              | 50 | -              | 100 | 225                 | 206                 | 206                | 206                | 200                   | 100                   | 100                  | 100                  |
| 5  | 36 | -              | 50 | -              | 105 | 225                 | 206                 | 206                | 206                | 210                   | 105                   | 105                  | 105                  |
| 6  | 36 | -              | 50 | -              | 110 | 225                 | 206                 | 206                | 206                | 223                   | 158                   | 158                  | 158                  |

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

l<sub>eff,nc</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l<sub>eff,1</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l<sub>eff,2</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l<sub>eff,cp,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l<sub>eff,nc,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l<sub>eff,1,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l<sub>eff,2,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

## Résistance de l'assemblage à la traction

$$F_{t,Rd} = 21,59 \quad [T] \quad \text{Résistance du boulon à la traction}$$

[Tableau 3.4]

$$B_{p,Rd} = 39,67 \quad [T] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement}$$

[Tableau 3.4]

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd} , n_v n_h F_{t,Rd} , n_v n_h B_{p,Rd})$$

$$N_{j,Rd} = 259,02 \quad [T] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la traction}$$

[6.2]

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

## Résistance de l'assemblage à la flexion

$$F_{t,Rd} = 21,59 \quad [T] \quad \text{Résistance du boulon à la traction}$$

[Tableau 3.4]

$$B_{p,Rd} = 39,67 \quad [T] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement}$$

[Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$  – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$  – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$  – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$  – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

#### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

| <b>F<sub>t1,Rd,comp</sub> - Formule</b>   | <b>F<sub>t1,Rd,comp</sub></b> | <b>Composant</b>                      |
|-------------------------------------------|-------------------------------|---------------------------------------|
| $F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$ | 40 , 99                       | Résistance d'une rangée de boulon     |
| $F_{t,ep,Rd(1)} = 40,99$                  | 40 , 99                       | Platine d'about - traction            |
| $F_{t,wb,Rd(1)} = 58,57$                  | 58 , 57                       | Ame de la poutre - traction           |
| $B_{p,Rd} = 79,35$                        | 79 , 35                       | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $F_{c,fb,Rd} = 106,64$                    | 106 , 64                      | Aile de la poutre - compression       |
| $F_{c,wb,Rd} = 101,97$                    | 101 , 97                      | 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>                      |
|---------------------------------------------------------|-------------------------------|---------------------------------------|
| $F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$               | 26 , 96                       | Résistance d'une rangée de boulon     |
| $F_{t,ep,Rd(2)} = 37,00$                                | 37 , 00                       | Platine d'about - traction            |
| $F_{t,wb,Rd(2)} = 53,54$                                | 53 , 54                       | Ame de la poutre - traction           |
| $B_{p,Rd} = 79,35$                                      | 79 , 35                       | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 106,64 - 40,99$     | 65 , 65                       | Aile de la poutre - compression       |
| $F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 101,97 - 40,99$     | 60 , 98                       | Ame de la poutre - compression        |
| $F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 67,95 - 40,99$ | 26 , 96                       | Platine d'about - traction - groupe   |
| $F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 82,19 - 40,99$ | 41 , 20                       | Ame de la poutre - traction - groupe  |

#### 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>                      |
|-------------------------------------------|-------------------------------|---------------------------------------|
| $F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$ | 25 , 05                       | Résistance d'une rangée de boulon     |
| $F_{t,ep,Rd(3)} = 37,00$                  | 37 , 00                       | Platine d'about - traction            |
| $F_{t,wb,Rd(3)} = 53,54$                  | 53 , 54                       | Ame de la poutre - traction           |
| $B_{p,Rd} = 79,35$                        | 79 , 35                       | Boulons au cisaillement/poinçonnement |

## CHAPITRE IX ETUDE DES ASSEMBLAGES

|                                                            |       |                                      |
|------------------------------------------------------------|-------|--------------------------------------|
| $F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 106,64 - 67,95$        | 38,69 | Aile de la poutre - compression      |
| $F_{c,wb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 101,97 - 67,95$        | 34,03 | Ame de la poutre - compression       |
| $F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 56,89 - 26,96$    | 29,93 | Platine d'about - traction - groupe  |
| $F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 52,01 - 26,96$    | 25,05 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 98,25 - 67,95$  | 30,30 | Platine d'about - traction - groupe  |
| $F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 108,19 - 67,95$ | 40,24 | Ame de la poutre - traction - groupe |

### 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>                      |
|--------------------------------------------------------------|-------------------------------|---------------------------------------|
| $F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$                     | 8,98                          | Résistance d'une rangée de boulon     |
| $F_{t,ep,Rd(4)} = 37,00$                                     | 37,00                         | Platine d'about - traction            |
| $F_{t,wb,Rd(4)} = 53,54$                                     | 53,54                         | Ame de la poutre - traction           |
| $B_{p,Rd} = 79,35$                                           | 79,35                         | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 106,64 - 92,99$          | 13,65                         | Aile de la poutre - compression       |
| $F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 101,97 - 92,99$          | 8,98                          | Ame de la poutre - compression        |
| $F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 56,89 - 25,05$      | 31,84                         | Platine d'about - traction - groupe   |
| $F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 52,01 - 25,05$      | 26,96                         | Ame de la poutre - traction - groupe  |
| $F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 85,33 - 52,01$    | 33,33                         | Platine d'about - traction - groupe   |
| $F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 78,01 - 52,01$    | 26,00                         | Ame de la poutre - traction - groupe  |
| $F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 128,56 - 92,99$ | 35,56                         | Platine d'about - traction - groupe   |
| $F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 134,19 - 92,99$ | 41,20                         | Ame de la poutre - traction - groupe  |

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

| <b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>                   | <b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b> | <b>Composant</b>                      |
|-----------------------------------------------------------|-------------------------------|---------------------------------------|
| $F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$                  | 0,00                          | Résistance d'une rangée de boulon     |
| $F_{t,ep,Rd(5)} = 37,00$                                  | 37,00                         | Platine d'about - traction            |
| $F_{t,wb,Rd(5)} = 53,54$                                  | 53,54                         | Ame de la poutre - traction           |
| $B_{p,Rd} = 79,35$                                        | 79,35                         | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 106,64 - 101,97$      | 4,67                          | Aile de la poutre - compression       |
| $F_{c,wb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 101,97 - 101,97$      | 0,00                          | Ame de la poutre - compression        |
| $F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 58,31 - 8,98$    | 49,33                         | Platine d'about - traction - groupe   |
| $F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 53,31 - 8,98$    | 44,33                         | Ame de la poutre - traction - groupe  |
| $F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 86,76 - 34,03$ | 52,73                         | Platine d'about - traction - groupe   |
| $F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 79,31 - 34,03$ | 45,28                         | Ame de la poutre - traction - groupe  |

## CHAPITRE IX ETUDE DES ASSEMBLAGES

|                                                                         |       |                                      |
|-------------------------------------------------------------------------|-------|--------------------------------------|
| $F_{t,ep,Rd}(5 + 4 + 3 + 2) - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 115,20 - 60,98$      | 54,22 | Platine d'about - traction - groupe  |
| $F_{t,wb,Rd}(5 + 4 + 3 + 2) - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 105,31 - 60,98$      | 44,33 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd}(5 + 4 + 3 + 2 + 1) - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 159,18 - 101,97$ | 57,20 | Platine d'about - traction - groupe  |
| $F_{t,wb,Rd}(5 + 4 + 3 + 2 + 1) - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 161,49 - 101,97$ | 59,52 | 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

| Nr | $h_j$ | $F_{tj,Rd}$ | $F_{t,fc,Rd}$ | $F_{t,wc,Rd}$ | $F_{t,ep,Rd}$ | $F_{t,wb,Rd}$ | $F_{t,Rd}$ | $B_{p,Rd}$ |
|----|-------|-------------|---------------|---------------|---------------|---------------|------------|------------|
| 1  | 584   | 40,99       | –             | –             | 40,99         | 58,57         | 43,17      | 79,35      |
| 2  | 484   | 26,96       | –             | –             | 37,00         | 53,54         | 43,17      | 79,35      |
| 3  | 384   | 25,05       | –             | –             | 37,00         | 53,54         | 43,17      | 79,35      |
| 4  | 284   | 8,98        | –             | –             | 37,00         | 53,54         | 43,17      | 79,35      |
| 5  | 184   | –           | –             | –             | 37,00         | 53,54         | 43,17      | 79,35      |
| 6  | 74    | –           | –             | –             | 37,00         | 53,54         | 43,17      | 79,35      |

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 49,20 \text{ [T*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,50 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,50)$$

### Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,95 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 17,48 \text{ [T]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 21,59 \text{ [T]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 35,08 \text{ [T]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 31,89 \text{ [T]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

| Nr | $F_{tj,Rd,N}$ | $F_{tj,Ed,N}$ | $F_{tj,Rd,M}$ | $F_{tj,Ed,M}$ | $F_{tj,Ed}$ | $F_{vj,Rd}$ |
|----|---------------|---------------|---------------|---------------|-------------|-------------|
| 1  | 43,17         | 1,29          | 40,99         | 20,45         | 21,74       | 22,39       |
| 2  | 43,17         | 1,29          | 26,96         | 13,45         | 14,74       | 26,44       |
| 3  | 43,17         | 1,29          | 25,05         | 12,50         | 13,79       | 26,99       |
| 4  | 43,17         | 1,29          | 8,98          | 4,48          | 5,77        | 31,63       |
| 5  | 43,17         | 1,29          | 0,00          | 0,00          | 1,29        | 34,22       |
| 6  | 43,17         | 1,29          | 0,00          | 0,00          | 1,29        | 34,22       |

$F_{tj,Rd,N}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$  – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$  – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$  – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$  – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 175,88 \quad [T] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

### Résistance des soudures

$$A_w = 164,12 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 75,79 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 88,33 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 68004,12 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 86258888,4 \quad [\text{Pa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 82614820,9 \quad [\text{Pa}] \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{II} = -152020,86 \quad [\text{Pa}] \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 172517776,91 < 404705882,35 \quad \text{vérifié} \quad (0,43)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 165229851,68 < 404705882,35 \quad \text{vérifié} \quad (0,41)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2} \quad 86258888,46 < 309600000,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,28)$$

### Rigidité de l'assemblage

$$t_{wash} = 4 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 14 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 20 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

|            |    |      |                                     |               |
|------------|----|------|-------------------------------------|---------------|
| $L_b =$    | 61 | [mm] | Longueur du boulon                  | [6.2.6.3.(2)] |
| $k_{10} =$ | 6  | [mm] | Coefficient de rigidité des boulons | [6.3.2.(1)]   |

**RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS**

| Nr | $h_j$ | $k_3$    | $k_4$    | $k_5$ | $k_{eff,j}$ | $k_{eff,j} h_j$ | $k_{eff,j} h_j^2$ |
|----|-------|----------|----------|-------|-------------|-----------------|-------------------|
|    |       |          |          |       | Somme       | 77,55           | 3363,28           |
| 1  | 584   | $\infty$ | $\infty$ | 33    | 5           | 27,08           | 1582,96           |
| 2  | 484   | $\infty$ | $\infty$ | 16    | 4           | 17,08           | 827,65            |
| 3  | 384   | $\infty$ | $\infty$ | 16    | 4           | 13,56           | 521,24            |
| 4  | 284   | $\infty$ | $\infty$ | 16    | 4           | 10,03           | 285,36            |
| 5  | 184   | $\infty$ | $\infty$ | 16    | 4           | 6,65            | 122,63            |
| 6  | 74    | $\infty$ | $\infty$ | 25    | 4           | 3,15            | 23,44             |

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=1}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 434 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 18 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 72021,34 \text{ [T*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 72021,34 \text{ [T*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

**Classification de l'assemblage par rigidité.**

$$S_{j,rig} = 6572,82 \text{ [T*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 410,80 \text{ [T*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$  RIGIDE

Composant le plus faible:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

|                                                      |       |      |
|------------------------------------------------------|-------|------|
| <b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b> | Ratio | 0,50 |
|------------------------------------------------------|-------|------|

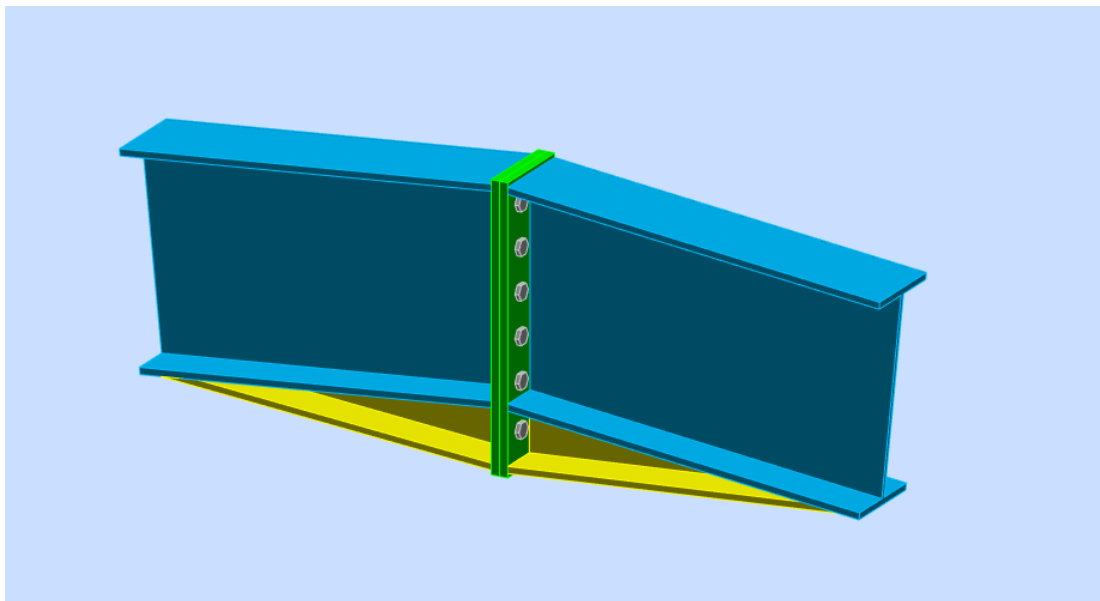
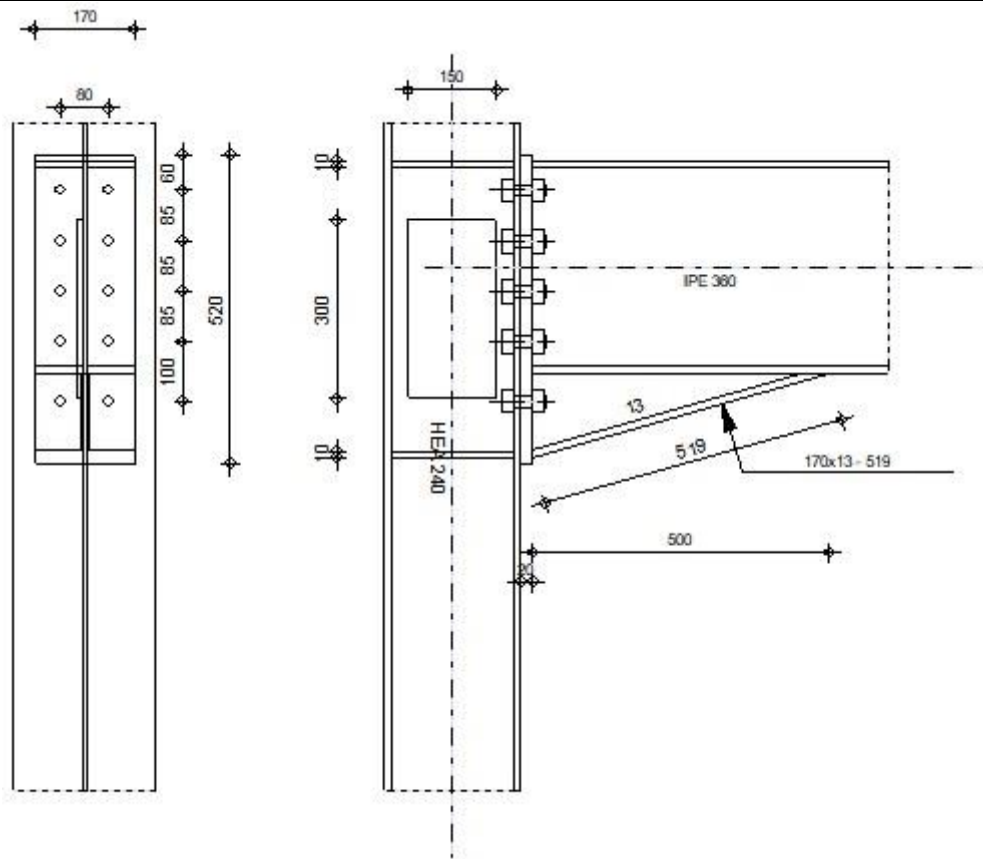


Figure IX.11 Vue De L'assemblage Traverse-Traverse

### IX.11. Assemblage Poteau plancher-Poutre maitresse

|  |                                                                                                                                     |                      |
|--|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------|
|  | Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019<br><b>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</b><br>EN 1993-1-8:2005/AC:2009 | OK                   |
|  |                                                                                                                                     | Ratio<br><b>0,75</b> |



## Général

Assemblage N°: 31

Nom de l'assemblage : Poutre - poteau

Noeud de la structure: 698

Barres de la structure: 120, 519

## Géométrie

### Poteau

Profilé: HEA 240

Barre N°: 120

$\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 230$  [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 240$  [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 12$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 21$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 76,84$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau

$I_{xc} = 7763,18$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 275

$f_{yc} = 275000000,00$  [Pa] Résistance

### Poutre

Profilé: IPE 360

Barre N°: 519

$\alpha = -0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 360$  [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_f = 170$  [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 13$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 18$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$r_b = 18$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 72,73$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre

$I_{xb} = 16265,60$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 275

$f_{yb} = 275000000,00$  [Pa] Résistance

### Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 20$  [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 21,59$  [T] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 5$  Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 60$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement  $e_i = 80$  [mm]

Entraxe  $p_i = 85;85;85;100$  [mm]

### Platine

$h_p = 520$  [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 170$  [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$  [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: S 275

$f_{yp} = 275000000,00$  [Pa] Résistance

### Jarret inférieur

$w_d = 170$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{fd} = 13$  [mm] Epaisseur de l'aile  
 $h_d = 140$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{wd} = 13$  [mm] Epaisseur de l'âme  
 $l_d = 500$  [mm] Longueur de la platine  
 $\alpha = 15,6$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 Matériau: S 235  
 $f_{ybu} = 235000000,00$  [Pa] Résistance

### Raidisseur poteau

#### Supérieur

$h_{su} = 206$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{su} = 116$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hu} = 10$  [mm] Epaisseur du raidisseur  
 Matériau: S 275  
 $f_{ysu} = 275000000,00$  [Pa] Résistance

#### Inférieur

$h_{sd} = 206$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{sd} = 116$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hd} = 10$  [mm] Epaisseur du raidisseur  
 Matériau: S 275  
 $f_{ysu} = 275000000,00$  [Pa] Résistance

### Platine - renfort âme du poteau

Typ: d'un côté

$h_a = 300$  [mm] Longueur de la platine  
 $w_a = 150$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_a = 10$  [mm] Epaisseur de la platine  
 Matériau: Steel  
 $f_{ya} = 235000000,00$  [Pa] Résistance

### Soudures d'angle

$a_w = 6$  [mm] Soudure âme  
 $a_r = 9$  [mm] Soudure semelle  
 $a_s = 6$  [mm] Soudure du raidisseur  
 $a_{fd} = 5$  [mm] Soudure horizontale

|            |   |      |                     |
|------------|---|------|---------------------|
| $a_{p1} =$ | 1 | [mm] | Soudure horizontale |
| $a_{p2} =$ | 1 | [mm] | Soudure verticale   |

## Coefficients de matériau

|                 |      |                                 |       |
|-----------------|------|---------------------------------|-------|
| $\gamma_{M0} =$ | 1,10 | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |
| $\gamma_{M1} =$ | 1,10 | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |
| $\gamma_{M2} =$ | 1,25 | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |
| $\gamma_{M3} =$ | 1,25 | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |

## Efforts

### Etat limite: ultime

Cas: 161:  $ELU/94 = 1 \cdot 1.35 + 9 \cdot 1.35 + 4 \cdot 1.35 (1+9+4) \cdot 1.35$

|               |        |       |                                             |
|---------------|--------|-------|---------------------------------------------|
| $M_{b1,Ed} =$ | 12,76  | [T*m] | Moment fléchissant dans la poutre droite    |
| $V_{b1,Ed} =$ | 11,09  | [T]   | Effort tranchant dans la poutre droite      |
| $N_{b1,Ed} =$ | -0,00  | [T]   | Effort axial dans la poutre droite          |
| $M_{c2,Ed} =$ | -12,76 | [T*m] | Moment fléchissant dans la poteau supérieur |
| $V_{c2,Ed} =$ | 7,80   | [T]   | Effort tranchant dans le poteau supérieur   |
| $N_{c2,Ed} =$ | -12,85 | [T]   | Effort axial dans le poteau supérieur       |

## Résultats

### Résistances de la poutre

#### COMPRESSION

|                                        |        |                    |                                                     |                    |
|----------------------------------------|--------|--------------------|-----------------------------------------------------|--------------------|
| $A_b =$                                | 72,73  | [cm <sup>2</sup> ] | Aire de la section                                  | EN1993-1-1:[6.2.4] |
| $N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$ |        |                    |                                                     |                    |
| $N_{cb,Rd} =$                          | 185,41 | [T]                | Résistance de calcul de la section à la compression | EN1993-1-1:[6.2.4] |

#### CISAILLEMENT

|                                                        |       |                    |                                                    |                        |
|--------------------------------------------------------|-------|--------------------|----------------------------------------------------|------------------------|
| $A_{vb} =$                                             | 53,34 | [cm <sup>2</sup> ] | Aire de la section au cisaillement                 | EN1993-1-1:[6.2.6.(3)] |
| $V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$ |       |                    |                                                    |                        |
| $V_{cb,Rd} =$                                          | 78,50 | [T]                | Résistance de calcul de la section au cisaillement | EN1993-1-1:[6.2.6.(2)] |

|                                  |             |         |        |
|----------------------------------|-------------|---------|--------|
| $V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ | 0,14 < 1,00 | vérifié | (0,14) |
|----------------------------------|-------------|---------|--------|

#### FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

|                                              |         |                    |                                                                 |                        |
|----------------------------------------------|---------|--------------------|-----------------------------------------------------------------|------------------------|
| $W_{plb} =$                                  | 1019,15 | [cm <sup>3</sup> ] | Facteur plastique de la section                                 | EN1993-1-1:[6.2.5.(2)] |
| $M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ |         |                    |                                                                 |                        |
| $M_{b,pl,Rd} =$                              | 25,98   | [T*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

|            |         |                    |                                 |                    |
|------------|---------|--------------------|---------------------------------|--------------------|
| $W_{pl} =$ | 1532,75 | [cm <sup>3</sup> ] | Facteur plastique de la section | EN1993-1-1:[6.2.5] |
|------------|---------|--------------------|---------------------------------|--------------------|

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 39,07 \quad [T \cdot m] \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

## AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 39,07 \quad [T \cdot m] \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 487 \quad [mm] \quad \text{Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 80,25 \quad [T] \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

## AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$\beta = 0,0 \quad [Deg] \quad \text{Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\gamma = 15,6 \quad [Deg] \quad \text{Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{eff,c,wb} = 227 \quad [mm] \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vb} = 35,14 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,86 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 114848176,35 \quad [Pa] \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 142,53 \quad [T] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wb} = 299 \quad [mm] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1,10 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,74 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 106,16 \quad [T] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 106,16 \quad [T] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

## Résistances du poteau

### PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 12,76 \quad [T \cdot m] \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \quad [T \cdot m] \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = 0,00 \quad [T] \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 7,80 \quad [T] \quad \text{Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad [5.3.(3)]$$

## CHAPITRE IX ETUDE DES ASSEMBLAGES

|                                                                                                                                                                             |                                   |                                                                     |                        |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------------------------------------------|------------------------|
| $z =$                                                                                                                                                                       | 401 [mm]                          | Bras de levier                                                      | [6.2.5]                |
| $V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$                                                                                                     |                                   |                                                                     |                        |
| $V_{wp,Ed} =$                                                                                                                                                               | 35,74 [T]                         | Panneau d'âme en cisaillement                                       | [5.3.(3)]              |
| $A_{vs} =$                                                                                                                                                                  | $25,1 \over 8$ [cm <sup>2</sup> ] | Aire de cisaillement de l'âme du poteau                             | EN1993-1-1:[6.2.6.(3)] |
| $A_{vp} =$                                                                                                                                                                  | $11,2 \over 5$ [cm <sup>2</sup> ] | Aire de la section de la contreplaque de l'âme                      | EN1993-1-1:[6.2.6.(3)] |
| $A_{vc} =$                                                                                                                                                                  | $36,4 \over 3$ [cm <sup>2</sup> ] | Aire de la section au cisaillement                                  | EN1993-1-1:[6.2.6.(3)] |
| $d_s =$                                                                                                                                                                     | 490 [mm]                          | Distance entre les centres de gravités des raidisseurs              | [6.2.6.1.(4)]          |
| $M_{pl,fc,Rd} =$                                                                                                                                                            | 0,24 [T*m]                        | Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion                 | [6.2.6.1.(4)]          |
| $M_{pl,stu,Rd} =$                                                                                                                                                           | 0,17 [T*m]                        | Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion | [6.2.6.1.(4)]          |
| $M_{pl,sti,Rd} =$                                                                                                                                                           | 0,17 [T*m]                        | Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion | [6.2.6.1.(4)]          |
| $V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc} + A_{vp} * f_{ya}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$ |                                   |                                                                     |                        |
| $V_{wp,Rd} =$                                                                                                                                                               | 47,77 [T]                         | Résistance du panneau d'âme au cisaillement                         | [6.2.6.1]              |
| $V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ 0,75 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,75)                                                                                                          |                                   |                                                                     |                        |
| <b>AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE</b>                                                                                           |                                   |                                                                     |                        |
| Pression diamétrale:                                                                                                                                                        |                                   |                                                                     |                        |
| $t_{wc} =$                                                                                                                                                                  | 11 [mm]                           | Epaisseur efficace de l'âme du poteau                               | [6.2.6.2.(6)]          |
| $b_{eff,c,wc} =$                                                                                                                                                            | 244 [mm]                          | Largeur efficace de l'âme à la compression                          | [6.2.6.2.(1)]          |
| $A_{vc} =$                                                                                                                                                                  | 36,43 [cm <sup>2</sup> ]          | Aire de la section au cisaillement                                  | EN1993-1-1:[6.2.6.(3)] |
| $\omega =$                                                                                                                                                                  | 0,76                              | Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement       | [6.2.6.2.(1)]          |
| $\sigma_{com,Ed} =$                                                                                                                                                         | 148564279,11 [Pa]                 | Contrainte de compression maximale dans l'âme                       | [6.2.6.2.(2)]          |
| $k_{wc} =$                                                                                                                                                                  | 1,00                              | Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression             | [6.2.6.2.(2)]          |
| $A_s =$                                                                                                                                                                     | 23,25 [cm <sup>2</sup> ]          | Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme                   | EN1993-1-1:[6.2.4]     |
| $F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$                                                                          |                                   |                                                                     |                        |
| $F_{c,wc,Rd1} =$                                                                                                                                                            | 112,34 [T]                        | Résistance de l'âme du poteau                                       | [6.2.6.2.(1)]          |
| Flambement:                                                                                                                                                                 |                                   |                                                                     |                        |
| $d_{wc} =$                                                                                                                                                                  | 164 [mm]                          | Hauteur de l'âme comprimée                                          | [6.2.6.2.(1)]          |
| $\lambda_p =$                                                                                                                                                               | 0,60                              | Elancement de plaque                                                | [6.2.6.2.(1)]          |
| $\rho =$                                                                                                                                                                    | 1,00                              | Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément               | [6.2.6.2.(1)]          |
| $\lambda_s =$                                                                                                                                                               | 2,33                              | Elancement du raidisseur                                            | EN1993-1-1:[6.3.1.2]   |

## CHAPITRE IX ETUDE DES ASSEMBLAGES

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 112,34 \quad [T] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 112,34 \quad [T] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

### AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 11 \quad [mm] \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 243 \quad [mm] \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 36,43 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,76 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 148564279,11 \quad [Pa] \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 23,25 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 112,24 \quad [T] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 164 \quad [mm] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,60 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 2,33 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 112,24 \quad [T] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 112,24 \quad [T] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

### Paramètres géométriques 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  | 19 | -              | 80 | -              | 85 | 122                 | 156                 | 122                | 156                | 146                   | 109                   | 109                  | 109                  |
| 2  | 19 | -              | 80 | -              | 85 | 122                 | 178                 | 122                | 178                | 170                   | 85                    | 85                   | 85                   |

## CHAPITRE IX ETUDE DES ASSEMBLAGES

|   |    |   |    |   |     |     |     |     |     |     |     |     |     |
|---|----|---|----|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| 3 | 19 | – | 80 | – | 85  | 122 | 178 | 122 | 178 | 170 | 85  | 85  | 85  |
| 4 | 19 | – | 80 | – | 93  | 122 | 178 | 122 | 178 | 185 | 93  | 93  | 93  |
| 5 | 19 | – | 80 | – | 100 | 122 | 156 | 122 | 156 | 161 | 117 | 117 | 117 |

### 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  | 29 | –              | 45 | –              | 85  | 184                 | 199                 | 184                | 199                | 177                   | 155                   | 155                  | 155                  |
| 2  | 29 | –              | 45 | –              | 85  | 184                 | 173                 | 173                | 173                | 170                   | 85                    | 85                   | 85                   |
| 3  | 29 | –              | 45 | –              | 85  | 184                 | 173                 | 173                | 173                | 170                   | 85                    | 85                   | 85                   |
| 4  | 29 | –              | 45 | –              | 93  | 184                 | 173                 | 173                | 173                | 185                   | 93                    | 93                   | 93                   |
| 5  | 29 | –              | 45 | –              | 100 | 184                 | 173                 | 173                | 173                | 192                   | 137                   | 137                  | 137                  |

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

l<sub>eff,nc</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l<sub>eff,1</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l<sub>eff,2</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l<sub>eff,cp,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l<sub>eff,nc,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l<sub>eff,1,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l<sub>eff,2,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

### Résistance de l'assemblage à la compression

$$N_{j,Rd} = \min ( N_{cb,Rd} / 2, F_{c,wb,Rd,low}, 2 F_{c,wc,Rd,low}, 2 F_{c,wc,Rd,upp} )$$

$$N_{j,Rd} = 185,41 \quad [T] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

### Résistance de l'assemblage à la flexion

$$F_{t,Rd} = 21,59 \quad [T] \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 23,80 \quad [T] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

F<sub>t,fc,Rd</sub> – résistance de la semelle du poteau à la flexion

F<sub>t,wc,Rd</sub> – résistance de l'âme du poteau à la traction

F<sub>t,ep,Rd</sub> – résistance de la platine fléchie à la flexion

## CHAPITRE IX ETUDE DES ASSEMBLAGES

$F_{t,wb,Rd}$  – 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>Ft1,Rd,comp - Formule</b>              | <b>Ft1,Rd,comp</b> | <b>Composant</b>                      |
|-------------------------------------------|--------------------|---------------------------------------|
| $F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$ | 23,07              | Résistance d'une rangée de boulon     |
| $F_{t,fc,Rd(1)} = 23,07$                  | 23,07              | Aile du poteau - traction             |
| $F_{t,wc,Rd(1)} = 31,44$                  | 31,44              | Ame du poteau - traction              |
| $F_{t,ep,Rd(1)} = 39,41$                  | 39,41              | Platine d'about - traction            |
| $F_{t,wb,Rd(1)} = 37,43$                  | 37,43              | Ame de la poutre - traction           |
| $B_{p,Rd} = 47,61$                        | 47,61              | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $V_{wp,Rd}/\beta = 47,77$                 | 47,77              | Panneau d'âme - compression           |
| $F_{c,wc,Rd} = 112,34$                    | 112,34             | Ame du poteau - compression           |
| $F_{c,fb,Rd} = 80,25$                     | 80,25              | Aile de la poutre - compression       |
| $F_{c,wb,Rd} = 106,16$                    | 106,16             | Ame de la poutre - compression        |

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

| <b>Ft2,Rd,comp - Formule</b>                            | <b>Ft2,Rd,comp</b> | <b>Composant</b>                      |
|---------------------------------------------------------|--------------------|---------------------------------------|
| $F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$               | 13,59              | Résistance d'une rangée de boulon     |
| $F_{t,fc,Rd(2)} = 23,07$                                | 23,07              | Aile du poteau - traction             |
| $F_{t,wc,Rd(2)} = 31,44$                                | 31,44              | Ame du poteau - traction              |
| $F_{t,ep,Rd(2)} = 37,41$                                | 37,41              | Platine d'about - traction            |
| $F_{t,wb,Rd(2)} = 35,30$                                | 35,30              | Ame de la poutre - traction           |
| $B_{p,Rd} = 47,61$                                      | 47,61              | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^1 F_{ti,Rd} = 47,77 - 23,07$  | 24,70              | Panneau d'âme - compression           |
| $F_{c,wc,Rd} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 112,34 - 23,07$     | 89,28              | Ame du poteau - compression           |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 80,25 - 23,07$      | 57,19              | Aile de la poutre - compression       |
| $F_{c,wb,Rd} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 106,16 - 23,07$     | 83,10              | Ame de la poutre - compression        |
| $F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 36,65 - 23,07$ | 13,59              | Aile du poteau - traction - groupe    |
| $F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 47,30 - 23,07$ | 24,23              | Ame du poteau - traction - groupe     |
| $F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 66,57 - 23,07$ | 43,51              | Platine d'about - traction - groupe   |
| $F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 48,91 - 23,07$ | 25,84              | Ame de la poutre - traction - groupe  |

**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>                      |
|-----------------------------------------------------------|-------------------------------|---------------------------------------|
| $F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$                 | 11, 11                        | Résistance d'une rangée de boulon     |
| $F_{t,fc,Rd(3)} = 23,07$                                  | 23, 07                        | Aile du poteau - traction             |
| $F_{t,wc,Rd(3)} = 31,44$                                  | 31, 44                        | Ame du poteau - traction              |
| $F_{t,ep,Rd(3)} = 37,41$                                  | 37, 41                        | Platine d'about - traction            |
| $F_{t,wb,Rd(3)} = 35,30$                                  | 35, 30                        | Ame de la poutre - traction           |
| $B_{p,Rd} = 47,61$                                        | 47, 61                        | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^2 F_{ti,Rd} = 47,77 - 36,65$    | 11, 11                        | Panneau d'âme - compression           |
| $F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 112,34 - 36,65$       | 75, 69                        | Ame du poteau - compression           |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 80,25 - 36,65$        | 43, 60                        | Aile de la poutre - compression       |
| $F_{c,wb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 106,16 - 36,65$       | 69, 51                        | Ame de la poutre - compression        |
| $F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 32,09 - 13,59$   | 18, 50                        | Aile du poteau - traction - groupe    |
| $F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 42,26 - 13,59$   | 28, 68                        | Ame du poteau - traction - groupe     |
| $F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 52,70 - 36,65$ | 16, 04                        | Aile du poteau - traction - groupe    |
| $F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 62,51 - 36,65$ | 25, 85                        | Ame du poteau - traction - groupe     |
| $F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 59,34 - 13,59$   | 45, 76                        | Platine d'about - traction - groupe   |
| $F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 34,67 - 13,59$   | 21, 08                        | Ame de la poutre - traction - groupe  |
| $F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 97,15 - 36,65$ | 60, 49                        | Platine d'about - traction - groupe   |
| $F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 66,24 - 36,65$ | 29, 59                        | Ame de la poutre - traction - groupe  |

**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     |
| $F_{t,fc,Rd(4)} = 23,07$                               | 23, 07                        | Aile du poteau - traction             |
| $F_{t,wc,Rd(4)} = 31,44$                               | 31, 44                        | Ame du poteau - traction              |
| $F_{t,ep,Rd(4)} = 37,41$                               | 37, 41                        | Platine d'about - traction            |
| $F_{t,wb,Rd(4)} = 35,30$                               | 35, 30                        | Ame de la poutre - traction           |
| $B_{p,Rd} = 47,61$                                     | 47, 61                        | Boulons au cisaillement/poinçonnement |
| $V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 47,77 - 47,77$ | 0, 00                         | Panneau d'âme - compression           |
| $F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 112,34 - 47,77$    | 64, 58                        | Ame du poteau - compression           |
| $F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 80,25 - 47,77$     | 32, 49                        | Aile de la poutre - compression       |
| $F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 106,16 - 47,77$    | 58, 40                        | Ame de la poutre - compression        |

## CHAPITRE IX ETUDE DES ASSEMBLAGES

|                                                              |       |                                      |
|--------------------------------------------------------------|-------|--------------------------------------|
| $F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 33,50 - 11,11$      | 22,39 | Aile du poteau - traction - groupe   |
| $F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 43,86 - 11,11$      | 32,75 | Ame du poteau - traction - groupe    |
| $F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 49,54 - 24,70$    | 24,84 | Aile du poteau - traction - groupe   |
| $F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 59,82 - 24,70$    | 35,12 | Ame du poteau - traction - groupe    |
| $F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 70,15 - 47,77$  | 22,39 | Aile du poteau - traction - groupe   |
| $F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 74,97 - 47,77$  | 27,21 | Ame du poteau - traction - groupe    |
| $F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 61,74 - 11,11$      | 50,62 | Platine d'about - traction - groupe  |
| $F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 36,20 - 11,11$      | 25,09 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 91,63 - 24,70$    | 66,93 | Platine d'about - traction - groupe  |
| $F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 53,54 - 24,70$    | 28,84 | Ame de la poutre - traction - groupe |
| $F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 128,31 - 47,77$ | 80,54 | Platine d'about - traction - groupe  |
| $F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 85,11 - 47,77$  | 37,34 | 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

| Nr | $h_j$ | $F_{tj,Rd}$ | $F_{t,fc,Rd}$ | $F_{t,wc,Rd}$ | $F_{t,ep,Rd}$ | $F_{t,wb,Rd}$ | $F_{t,Rd}$ | $B_{p,Rd}$ |
|----|-------|-------------|---------------|---------------|---------------|---------------|------------|------------|
| 1  | 443   | 23,07       | 23,07         | 31,44         | 39,41         | 37,43         | 43,17      | 47,61      |
| 2  | 358   | 13,59       | 23,07         | 31,44         | 37,41         | 35,30         | 43,17      | 47,61      |
| 3  | 273   | 11,11       | 23,07         | 31,44         | 37,41         | 35,30         | 43,17      | 47,61      |
| 4  | 188   | –           | 23,07         | 31,44         | 37,41         | 35,30         | 43,17      | 47,61      |
| 5  | 88    | –           | 23,07         | 31,44         | 37,41         | 35,30         | 43,17      | 47,61      |

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 18,13 \quad [T \cdot m] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,70 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,70)$$

### Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,99 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 18,20 \quad [T] \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 21,59 \quad [T] \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 21,05 \quad [T] \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 21,05 \quad [T] \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

## CHAPITRE IX ETUDE DES ASSEMBLAGES

| Nr | $F_{tj,Rd,N}$ | $F_{tj,Ed,N}$ | $F_{tj,Rd,M}$ | $F_{tj,Ed,M}$ | $F_{tj,Ed}$ | $F_{vj,Rd}$ |
|----|---------------|---------------|---------------|---------------|-------------|-------------|
| 1  | 43,17         | -0,00         | 23,07         | 16,23         | 16,23       | 26,62       |
| 2  | 43,17         | -0,00         | 13,59         | 9,56          | 9,56        | 30,64       |
| 3  | 43,17         | -0,00         | 11,11         | 7,82          | 7,82        | 31,69       |
| 4  | 43,17         | -0,00         | 0,00          | 0,00          | -0,00       | 36,40       |
| 5  | 43,17         | -0,00         | 0,00          | 0,00          | -0,00       | 36,40       |

$F_{tj,Rd,N}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$  – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$  – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$  – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$  – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{j,Rd} = 161,74 \quad [T] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,07 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

### Résistance des soudures

$$A_w = 130,39 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 79,38 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 51,01 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 44143,10 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} = 55705394,93 \text{ [Pa]} \text{ Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 48650383,96 \text{ [Pa]} \text{ Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 21320354,70 \text{ [Pa]} \text{ Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,85 \text{ Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3^*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 111410789,86 < 404705882,35 \text{ vérifié} \quad (0,28)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 104072628,55 < 404705882,35 \text{ vérifié} \quad (0,26)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 55705394,93 < 309600000,00 \text{ vérifié} \quad (0,18)$$

### Rigidité de l'assemblage

## CHAPITRE IX ETUDE DES ASSEMBLAGES

|              |    |      |                                     |               |
|--------------|----|------|-------------------------------------|---------------|
| $t_{wash} =$ | 4  | [mm] | Epaisseur de la plaquette           | [6.2.6.3.(2)] |
| $h_{head} =$ | 14 | [mm] | Hauteur de la tête du boulon        | [6.2.6.3.(2)] |
| $h_{nut} =$  | 20 | [mm] | Hauteur de l'écrou du boulon        | [6.2.6.3.(2)] |
| $L_b =$      | 57 | [mm] | Longueur du boulon                  | [6.2.6.3.(2)] |
| $k_{10} =$   | 7  | [mm] | Coefficient de rigidité des boulons | [6.3.2.(1)]   |

### RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

| Nr | $h_j$ | $k_3$ | $k_4$ | $k_5$ | $k_{eff,j}$ | $k_{eff,j} h_j$ | $k_{eff,j} h_j^2$ |
|----|-------|-------|-------|-------|-------------|-----------------|-------------------|
|    |       |       |       |       | Somme       | 21,22           | 701,10            |
| 1  | 443   | 3     | 23    | 45    | 2           | 7,77            | 344,43            |
| 2  | 358   | 2     | 18    | 25    | 1           | 5,09            | 182,45            |
| 3  | 273   | 2     | 18    | 25    | 1           | 3,88            | 106,15            |
| 4  | 188   | 2     | 20    | 27    | 2           | 2,86            | 53,84             |
| 5  | 88    | 3     | 25    | 39    | 2           | 1,61            | 14,22             |

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=1}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 330 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 6 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 36,43 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 330 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 5927,42 \text{ [T*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,16 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 5120,00 \text{ [T*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

### Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 5573,00 \text{ [T*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 348,31 \text{ [T*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{RIGIDE}$$

Composant le plus faible:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

|                                                      |       |      |
|------------------------------------------------------|-------|------|
| <b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b> | Ratio | 0,75 |
|------------------------------------------------------|-------|------|

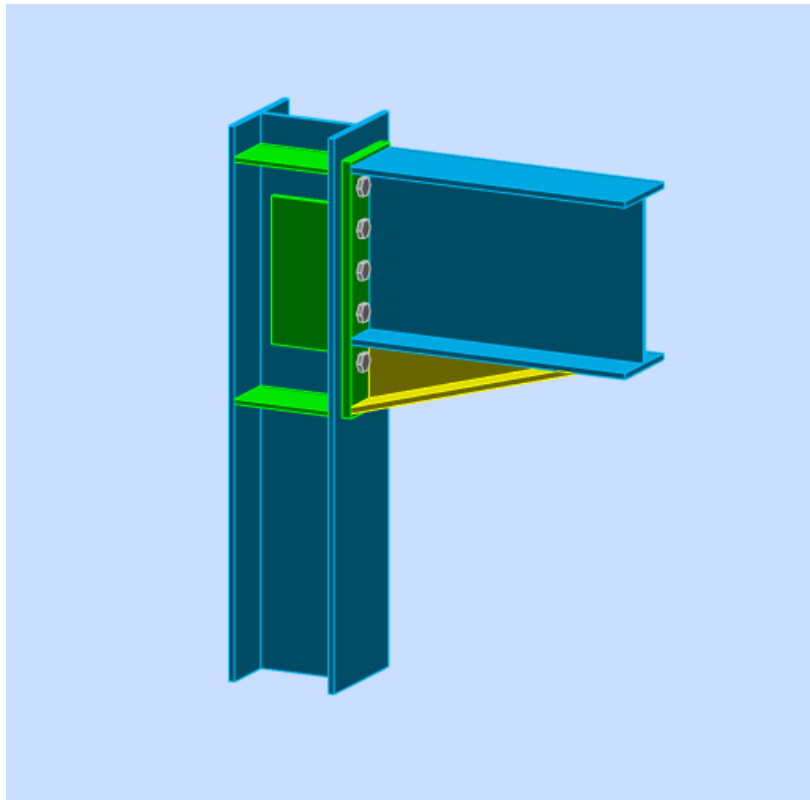
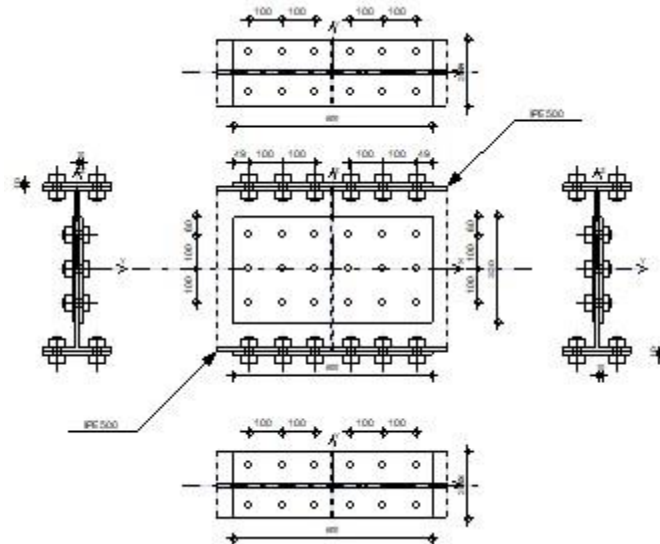


Figure IX.12 Vue de l'assemblage Poteau plancher – Poutre maitresse

**IX.12. Assemblage raccordement de la traverse à l'aide d'un éclissage**

|                                                                                     |                                                                                                                                                                   |                                                                                                                                                                             |
|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|  | <p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019</p> <p><b>Calcul du raccordement de l'épissure de poutre à poutre</b></p> <p>EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p> | <div style="text-align: center;">  </div> <div> <p>Ratio</p> <p><b>0,90</b></p> </div> |
|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|



## Général

Assemblage N°: 18

Nom de l'assemblage : Epissure de la poutre

## Poutre droite

Profilé: IPE 500

$h_{b1} = 500$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{fb1} = 200$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wb1} = 10$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fb1} = 16$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{b1} = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{b1} = 115,52$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{yb1} = 48198,50$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
 Matériau: S 275  
 $f_{yb1} = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance  
 $f_{ub1} = 43000000,00$  [daN/m<sup>2</sup>]

## Poutre gauche

Profilé: IPE 500

$h_{b2} = 500$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{fb2} = 200$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wb2} = 10$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fb2} = 16$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{b2} = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{b2} = 115,52$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre

$I_{yb2} = 48198,50 \text{ [cm}^4\text{]}$  Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 275

$f_{yb2} = 27500000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$  Résistance

$f_{ub2} = 43000000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$

### Éclisse d'âme

Type: de deux côtés

$l_{pw} = 600 \text{ [mm]}$  Longueur de la platine

$h_{pw} = 320 \text{ [mm]}$  Hauteur de la platine

$t_{pw} = 10 \text{ [mm]}$  Épaisseur de la platine

Matériau: S 275

$f_{ypw} = 27500000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$  Résistance de calcul

$f_{upw} = 43000000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$  Résistance à la traction

### Platine externe supérieure

$l_{pe} = 600 \text{ [mm]}$  Longueur de la platine

$h_{pe} = 200 \text{ [mm]}$  Hauteur de la platine

$t_{pe} = 10 \text{ [mm]}$  Épaisseur de la platine

Matériau: S 275

$f_{ype} = 27500000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$  Résistance de calcul

$f_{upe} = 43000000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$  Résistance à la traction

### Platine externe inférieure

$l_{pe} = 600 \text{ [mm]}$  Longueur de la platine

$h_{pe} = 200 \text{ [mm]}$  Hauteur de la platine

$t_{pe} = 10 \text{ [mm]}$  Épaisseur de la platine

Matériau: S 275

$f_{ype} = 27500000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$  Résistance de calcul

$f_{upe} = 43000000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$  Résistance à la traction

### Droite

#### *Boulons assemblant l'éclisse à l'âme de la poutre*

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = 8.8 Classe du boulon

$d = 24 \text{ [mm]}$  Diamètre du boulon

$d_0 = 26 \text{ [mm]}$  Diamètre du trou de boulon

$A_s = 3,53 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la section efficace du boulon

## CHAPITRE IX ETUDE DES ASSEMBLAGES

---

|            |             |                       |                                    |
|------------|-------------|-----------------------|------------------------------------|
| $A_v =$    | 4,52        | [cm <sup>2</sup> ]    | Aire de la section du boulon       |
| $f_{yb} =$ | 55000000,00 | [daN/m <sup>2</sup> ] | Limite de plasticité du boulon     |
| $f_{ub} =$ | 80000000,00 | [daN/m <sup>2</sup> ] | Résistance du boulon à la traction |
| $n_h =$    | 3           |                       | Nombre de colonnes des boulons     |
| $n_v =$    | 3           |                       | Nombre de rangées des boulons      |
| $e_1 =$    | 60          | [mm]                  | Niveau du premier boulon           |
| $p_2 =$    | 100         | [mm]                  | Ecartement                         |
| $p_1 =$    | 100         | [mm]                  | Entraxe                            |

### *Boulons assemblant l'éclisse à l'aile supérieure de la poutre*

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

|            |             |                       |                                       |
|------------|-------------|-----------------------|---------------------------------------|
| Classe =   | HR 8.8      |                       | Classe du boulon                      |
| $d =$      | 24          | [mm]                  | Diamètre du boulon                    |
| $d_0 =$    | 26          | [mm]                  | Diamètre du trou de boulon            |
| $A_s =$    | 3,53        | [cm <sup>2</sup> ]    | Aire de la section efficace du boulon |
| $A_v =$    | 4,52        | [cm <sup>2</sup> ]    | Aire de la section du boulon          |
| $f_{yb} =$ | 64000000,00 | [daN/m <sup>2</sup> ] | Limite de plasticité du boulon        |
| $f_{ub} =$ | 90000000,00 | [daN/m <sup>2</sup> ] | Résistance du boulon à la traction    |
| $n_h =$    | 1           |                       | Nombre de colonnes des boulons        |
| $n_v =$    | 3           |                       | Nombre de rangées des boulons         |
| $e_1 =$    | 50          | [mm]                  | Niveau du premier boulon              |
| $p_1 =$    | 100         | [mm]                  | Entraxe                               |

### *Boulons assemblant l'éclisse à l'aile inférieure de la poutre*

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

|            |             |                       |                                       |
|------------|-------------|-----------------------|---------------------------------------|
| Classe =   | HR 8.8      |                       | Classe du boulon                      |
| $d =$      | 24          | [mm]                  | Diamètre du boulon                    |
| $d_0 =$    | 26          | [mm]                  | Diamètre du trou de boulon            |
| $A_s =$    | 3,53        | [cm <sup>2</sup> ]    | Aire de la section efficace du boulon |
| $A_v =$    | 4,52        | [cm <sup>2</sup> ]    | Aire de la section du boulon          |
| $f_{yb} =$ | 64000000,00 | [daN/m <sup>2</sup> ] | Limite de plasticité du boulon        |
| $f_{ub} =$ | 90000000,00 | [daN/m <sup>2</sup> ] | Résistance du boulon à la traction    |
| $n_h =$    | 1           |                       | Nombre de colonnes des boulons        |
| $n_v =$    | 3           |                       | Nombre de rangées des boulons         |

---

|         |     |      |                          |
|---------|-----|------|--------------------------|
| $e_1 =$ | 50  | [mm] | Niveau du premier boulon |
| $p_1 =$ | 100 | [mm] | Entraxe                  |

### Gauche

#### Boulons assemblant l'éclisse à l'âme de la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT: Catégorie d'assemblage A

|            |              |                       |                                       |
|------------|--------------|-----------------------|---------------------------------------|
| Classe =   | 8 . 8        |                       | Classe du boulon                      |
| $d =$      | 24           | [mm]                  | Diamètre du boulon                    |
| $d_0 =$    | 26           | [mm]                  | Diamètre du trou de boulon            |
| $A_s =$    | 3, 53        | [cm <sup>2</sup> ]    | Aire de la section efficace du boulon |
| $A_v =$    | 4, 52        | [cm <sup>2</sup> ]    | Aire de la section du boulon          |
| $f_{yb} =$ | 55000000, 00 | [daN/m <sup>2</sup> ] | Limite de plasticité du boulon        |
| $f_{ub} =$ | 80000000, 00 | [daN/m <sup>2</sup> ] | Résistance du boulon à la traction    |
| $n_h =$    | 3            |                       | Nombre de colonnes des boulons        |
| $n_v =$    | 3            |                       | Nombre de rangées des boulons         |
| $e_1 =$    | 60           | [mm]                  | Niveau du premier boulon              |
| $p_2 =$    | 100          | [mm]                  | Ecartement                            |
| $p_1 =$    | 100          | [mm]                  | Entraxe                               |

#### Boulons assemblant l'éclisse à l'aile supérieure de la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT: Catégorie d'assemblage A

|            |              |                       |                                       |
|------------|--------------|-----------------------|---------------------------------------|
| Classe =   | HR 8 . 8     |                       | Classe du boulon                      |
| $d =$      | 24           | [mm]                  | Diamètre du boulon                    |
| $d_0 =$    | 26           | [mm]                  | Diamètre du trou de boulon            |
| $A_s =$    | 3, 53        | [cm <sup>2</sup> ]    | Aire de la section efficace du boulon |
| $A_v =$    | 4, 52        | [cm <sup>2</sup> ]    | Aire de la section du boulon          |
| $f_{yb} =$ | 64000000, 00 | [daN/m <sup>2</sup> ] | Limite de plasticité du boulon        |
| $f_{ub} =$ | 90000000, 00 | [daN/m <sup>2</sup> ] | Résistance du boulon à la traction    |
| $n_h =$    | 1            |                       | Nombre de colonnes des boulons        |
| $n_v =$    | 3            |                       | Nombre de rangées des boulons         |
| $e_1 =$    | 50           | [mm]                  | Niveau du premier boulon              |
| $p_1 =$    | 100          | [mm]                  | Entraxe                               |

#### Boulons assemblant l'éclisse à l'aile inférieure de la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT: Catégorie d'assemblage A

|                   |                                   |                                       |
|-------------------|-----------------------------------|---------------------------------------|
| Classe =          | HR 8.8                            | Classe du boulon                      |
| d =               | 24 [mm]                           | Diamètre du boulon                    |
| d <sub>0</sub> =  | 26 [mm]                           | Diamètre du trou de boulon            |
| A <sub>s</sub> =  | 3,53 [cm <sup>2</sup> ]           | Aire de la section efficace du boulon |
| A <sub>v</sub> =  | 4,52 [cm <sup>2</sup> ]           | Aire de la section du boulon          |
| f <sub>yb</sub> = | 64000000,00 [daN/m <sup>2</sup> ] | Limite de plasticité du boulon        |
| f <sub>ub</sub> = | 90000000,00 [daN/m <sup>2</sup> ] | Résistance du boulon à la traction    |
| n <sub>h</sub> =  | 1                                 | Nombre de colonnes des boulons        |
| n <sub>v</sub> =  | 3                                 | Nombre de rangées des boulons         |
| e <sub>1</sub> =  | 50 [mm]                           | Niveau du premier boulon              |
| p <sub>1</sub> =  | 100 [mm]                          | Entraxe                               |

## Coefficients de matériau

|                   |      |                                 |       |
|-------------------|------|---------------------------------|-------|
| γ <sub>M0</sub> = | 1,10 | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |
| γ <sub>M2</sub> = | 1,25 | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |

## Efforts

Cas: Calculs manuels

### Etat limite: ultime

|                      |                  |                    |
|----------------------|------------------|--------------------|
| N <sub>Ed1</sub> =   | 7592,86 [daN]    | Effort axial       |
| V <sub>z,Ed1</sub> = | -490,98 [daN]    | Effort tranchant   |
| M <sub>y,Ed1</sub> = | 24493,32 [daN*m] | Moment fléchissant |
| N <sub>Ed2</sub> =   | 7592,86 [daN]    | Effort axial       |
| V <sub>z,Ed2</sub> = | -490,98 [daN]    | Effort tranchant   |
| M <sub>y,Ed2</sub> = | 24493,32 [daN*m] | Moment fléchissant |

## Résultats

Résultats d'un côté de l'assemblage (géométrie et charges symétriques)

### Effort axial

| Platine                                                                             | A <sub>i</sub> [cm <sup>2</sup> ] | EFFORTS EQUIVALENTS<br>N <sub>i</sub> [daN] | EFFORTS EQUIVALENTS<br>N <sub>i</sub> (M <sub>y,Ed</sub> ) [daN] | Force résultante<br>N <sub>Ed,i</sub> [daN] |
|-------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------------------|------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------|
|  | A <sub>pw</sub> = 64,00           | 4672,53                                     | -                                                                | N <sub>Ed,pw</sub> = 4672,53                |
|  | A <sub>pfue</sub> = 20,00         | 1460,17                                     | 39692,86                                                         | N <sub>Ed,pfue</sub> = 41153,02             |

## CHAPITRE IX ETUDE DES ASSEMBLAGES

|                                                                                   |                     |         |           |                            |
|-----------------------------------------------------------------------------------|---------------------|---------|-----------|----------------------------|
|  | $A_{pflie} = 20,00$ | 1460,17 | -39692,86 | $N_{Ed,pflie} = -38232,69$ |
|-----------------------------------------------------------------------------------|---------------------|---------|-----------|----------------------------|

$$N_i = (N_{Ed} \cdot A_i) / (2 \cdot A_{wp} + A_{pfue} + A_{pflie})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

### Effort tranchant Z

| Platine                                                                           | $A_i$ [cm <sup>2</sup> ] | $V_{zEd,i}$ [daN]       |
|-----------------------------------------------------------------------------------|--------------------------|-------------------------|
|  | $A_{z,pw} = 64,00$       | $V_{z,Ed,pw} = -490,98$ |

### Moment fléchissant Y

| Platine                                                                           | $I_{y,i}$ [cm <sup>4</sup> ] | EFFORTS EQUIVALENTS<br>$M_{y,i}$ [daN*m] | Force résultante<br>$M_{y,Ed,i}$ [daN*m] |
|-----------------------------------------------------------------------------------|------------------------------|------------------------------------------|------------------------------------------|
|  | $I_{y,pw} = 5461,33$         | 4249,96                                  | $M_{y,Ed,pw} = 4249,96$                  |
|  | $I_{y,pfue} = 13006,67$      | 10121,68                                 | -                                        |
|  | $I_{y,pflie} = 13006,67$     | 10121,68                                 | -                                        |

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} \cdot I_{y,i}) / (2 \cdot I_{pw} + I_{pfue} + I_{pflie})$$

## Boulons assemblant l'éclisse à l'âme de la poutre

### Résistance des boulons

$$F_{v,Rd} = 34743,5 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un } \quad F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

### Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,63 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,63 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 13158,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 21052,80 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

### Pression du boulon sur la plaque

## CHAPITRE IX ETUDE DES ASSEMBLAGES

|                                                                             |                                                                                                |                                                                        |                |
|-----------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------|----------------|
| Direction x                                                                 |                                                                                                |                                                                        |                |
| $k_{1x} = 2,50$                                                             | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$                                                       | $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$         |                |
| $k_{1x} > 0.0$                                                              | $2,50 > 0,00$                                                                                  | vérifié                                                                |                |
| $\alpha_{bx} = 0,62$                                                        | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$                                                       | $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$   |                |
| $\alpha_{bx} > 0.0$                                                         | $0,62 > 0,00$                                                                                  | vérifié                                                                |                |
| $F_{b,Rd2x} = 25800,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale |                                                                                                | $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$ |                |
| Direction z                                                                 |                                                                                                |                                                                        |                |
| $k_{1z} = 2,50$                                                             | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$                                                       | $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 1.4*(p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$         |                |
| $k_{1z} > 0.0$                                                              | $2,50 > 0,00$                                                                                  | vérifié                                                                |                |
| $\alpha_{bz} = 0,77$                                                        | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$                                                       | $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$   |                |
| $\alpha_{bz} > 0.0$                                                         | $0,77 > 0,00$                                                                                  | vérifié                                                                |                |
| $F_{b,Rd2z} = 31753,85$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale |                                                                                                | $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$ |                |
| Etat limite: ultime                                                         |                                                                                                |                                                                        |                |
| cisaillement des boulons                                                    |                                                                                                |                                                                        |                |
| $e_0 = 151$ [mm]                                                            | Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons     | $e_0 = e_{2b} + 0.5*(s_1 + (c - 1)*p_2)$                               |                |
| $M_y = 4175,7$ [daN*m]                                                      | Moment fléchissant réel                                                                        | $M_y = M_{y,Ed,pw} + V_{z,Ed,p} * e_0$                                 |                |
| $F_{x,N} = 519,17$ [daN]                                                    | Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x | $F_{x,N} =  N_{Ed,pw}  / n_b$                                          |                |
| $F_{z,Vz} = 54,55$ [daN]                                                    | Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vz sur la direction z  | $F_{z,Vz} =  V_{z,Ed,pw}  / n_b$                                       |                |
| $F_{x,My} = 3479,75$ [daN]                                                  | Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction x              | $F_{x,My} =  M_y  * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$                        |                |
| $F_{z,My} = 3479,75$ [daN]                                                  | Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction z              | $F_{z,My} =  M_y  * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$                        |                |
| $F_{x,Ed} = 3998,92$ [daN]                                                  | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x                                       | $F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,My}$                                        |                |
| $F_{z,Ed} = 3534,31$ [daN]                                                  | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z                                       | $F_{z,Ed} = F_{z,Vz} + F_{z,My}$                                       |                |
| $F_{Ed} = 5336,92$ [daN]                                                    | Effort tranchant résultant dans le boulon                                                      | $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$                              |                |
| $F_{Rd,x} = 13158,00$ [daN]                                                 | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x                                   | $F_{Rd,x} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$                              |                |
| $F_{Rd,z} = 21052,80$ [daN]                                                 | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z                                   | $F_{Rd,z} = \min(F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$                              |                |
| $ F_{x,Ed}  \leq F_{Rd,x}$                                                  |                                                                                                | $ 3998,92  < 13158,00$                                                 | vérifié (0,30) |

|                            |                        |                |        |
|----------------------------|------------------------|----------------|--------|
| $ F_{z,Ed}  \leq F_{Rd,z}$ | $ 3534,31  < 21052,80$ | <b>vérifié</b> | (0,17) |
| $F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$     | $5336,92 < 34743,50$   | <b>vérifié</b> | (0,15) |

## Boulons assemblant l'éclisse à l'aile supérieure de la poutre

### Résistance des boulons

$F_{V,Rd} = 19543,22$  [daN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{V,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

### Pression du boulon sur l'aile de la poutre

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**

$\alpha_{bx} = 0,64$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,64 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 21169,23$  [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{by} = 0,51$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$   $0,51 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1y} = 16935,38$  [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

### Pression du boulon sur la plaque

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**

$\alpha_{bx} = 0,61$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,61 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 12569,23$  [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{by} = 0,51$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$   $0,51 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2y} = 10584,62$  [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

### Etat limite: ultime

**cisaillement des boulons**

$$F_{Ed} = 6991,15 \text{ [daN]} \quad \text{Effort tranchant dans le boulon} \quad F_{Ed} = N_{Ed,ptue}/n_b$$

$$\beta_{Lf} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad \beta_{Lf} = \max(0.75, \min(1; 1 - (L - 15 \cdot d)/(200 \cdot d)))$$

$$F_{Rd} = 12569,23 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon} \quad F_{Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$$

$$|F_{Ed}| \leq \beta_{Lf} \cdot F_{Rd} \quad |6991,15| < 12569,23 \quad \text{vérifié} \quad (0,56)$$

**Boulons assemblant l'éclisse à l'aile inférieure de la poutre***Résistance des boulons*

$$F_{v,Rd} = 19543,22 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement} \quad F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

**Pression du boulon sur l'aile de la poutre**

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,64 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,64 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 21169,23 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction y

$$k_{1y} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1y} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{by} = 0,51 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{by} > 0.0 \quad 0,51 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1y} = 16935,38 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

**Pression du boulon sur la plaque**

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,61 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,61 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 12569,23 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction y

$$k_{1y} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1y} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

## CHAPITRE IX ETUDE DES ASSEMBLAGES

|                               |                                               |                                                                        |
|-------------------------------|-----------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------|
| $\alpha_{by} = 0,51$          | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$      | $\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$                       |
| $\alpha_{by} > 0,0$           | $0,51 > 0,00$                                 | <b>vérifié</b>                                                         |
| $F_{b,Rd2y} = 10584,62$ [daN] | Résistance d'un boulon en pression diamétrale | $F_{b,Rd2y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$ |

### Etat limite: ultime

#### cisaillement des boulons

|                                     |                                                  |                                                            |
|-------------------------------------|--------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|
| $F_{Ed} = 6504,42$ [daN]            | Effort tranchant dans le boulon                  | $F_{Ed} = N_{Ed, pflc} / n_b$                              |
| $\beta_{Lf} = 1,00$                 | Coefficient réducteur pour les assemblages longs | $\beta_{Lf} = \max(0.75, \min(1; 1 - (L - 15*d)/(200*d)))$ |
| $F_{Rd} = 12569,23$ [daN]           | Résistance résultante de calcul du boulon        | $F_{Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$            |
| $ F_{Ed}  \leq \beta_{Lf} * F_{Rd}$ | $ -6504,42  < 12569,23$                          | <b>vérifié</b> (0,52)                                      |

### Vérification de la section pour le cisaillement de bloc - [3.10]

#### Poutre

| Nr | Modèle                                                                              | $A_{nv}$ [cm <sup>2</sup> ] | $A_{nt}$ [cm <sup>2</sup> ] | $V_0$ [daN]   | $V_{eff,Rd}$ [daN] | $ V_0 /V_{eff,Rd}$ | Etat           |
|----|-------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------|--------------------|--------------------|----------------|
| 1  |    | 29,07                       | 18,74                       | -490,98 (*1)  | 74196,03 (*)       | 0,01               | <b>vérifié</b> |
| 2  |   | 18,74                       | 68,25                       | 4672,53 (*2)  | 261845,22 (**)     | 0,02               | <b>vérifié</b> |
| 3  |  | 18,74                       | 68,25                       | 4672,53 (*2)  | 261845,22 (**)     | 0,02               | <b>vérifié</b> |
| 4  |  | 37,48                       | 15,10                       | 4672,53 (*2)  | 106035,18 (**)     | 0,04               | <b>vérifié</b> |
| 5  |  | 29,60                       | 4,32                        | 41946,88 (*3) | 115169,44 (***)    | 0,36               | <b>vérifié</b> |

(\*1)  $V_0 = V_{zEd1}$

(\*2)  $V_0 = N_{wEd}$

(\*3)  $V_0 = N_{fuEd}$

(\*)  $V_{eff,Rd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

(\*\*)  $V_{eff,Rd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

(\*\*\*)  $V_{eff,Rd} = 2 * [f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}]$

#### Éclisse d'âme

| Nr | Modèle                                                                              | $A_{nv}$ [cm <sup>2</sup> ] | $A_{nt}$ [cm <sup>2</sup> ] | $V_0$ [daN]  | $V_{eff,Rd}$ [daN] | $ V_0 /V_{eff,Rd}$ | Etat           |
|----|-------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|--------------|--------------------|--------------------|----------------|
| 1  |  | 19,50                       | 18,37                       | -245,49 (*1) | 59750,83 (*)       | 0,00               | <b>vérifié</b> |
| 2  |  | 18,37                       | 19,50                       | 2336,26 (*2) | 93602,03 (**)      | 0,02               | <b>vérifié</b> |
| 3  |  | 18,37                       | 19,50                       | 2336,26 (*2) | 93602,03 (**)      | 0,02               | <b>vérifié</b> |

## CHAPITRE IX ETUDE DES ASSEMBLAGES

|   |                                                                                   |       |       |              |                |      |         |
|---|-----------------------------------------------------------------------------------|-------|-------|--------------|----------------|------|---------|
| 4 |  | 36,75 | 14,80 | 2336,26 (*2) | 103956,06 (**) | 0,02 | vérifié |
|---|-----------------------------------------------------------------------------------|-------|-------|--------------|----------------|------|---------|

(\*1)  $V_0 = V_{zEd1}$

(\*2)  $V_0 = N_{wEd}$

(\*)  $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

(\*\*)  $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

### Platine externe supérieure

| Nr | Modèle                                                                            | $A_{nv}$ [cm <sup>2</sup> ] | $A_{nt}$ [cm <sup>2</sup> ] | $V_0$ [daN]   | $V_{eff,Rd}$ [daN] | $ V_0 /V_{eff,Rd}$ | Etat    |
|----|-----------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------|--------------------|--------------------|---------|
| 1  |  | 18,25                       | 12,10                       | 41153,02 (*1) | 67965,61 (**)      | 0,61               | vérifié |
| 2  |  | 36,50                       | 9,40                        | 41153,02 (*1) | 85019,21 (**)      | 0,48               | vérifié |

(\*1)  $V_0 = N_{fueEd}$

(\*\*)  $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

### Vérification des sections affaiblies par les trous - [5.4]

#### Poutre

$A_t = 59,08$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 48,11$  [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$   $0,73 > 0,73$

$W = 1927,94$  [cm<sup>3</sup>] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rd} = 48198,50$  [daN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$M_{c,Rd} = W \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$|M_0| \leq M_{c,Rd}$   $|24493,32| < 48198,50$  vérifié (0,51)

$A_v = 51,00$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace en cisaillement  $A_v = h_p \cdot t_p$

$A_{v,net} = 43,04$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace nette en cisaillement  $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_o \cdot t_p$

$V_{pl,Rd} = 73612,16$  [daN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement  $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$|V_0| \leq V_{pl,Rd}$   $|-490,98| < 73612,16$  vérifié (0,01)

#### Éclisse d'âme

$A_t = 16,95$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 14,35$  [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$   $0,76 > 0,73$

$W = 170,67$  [cm<sup>3</sup>] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rd} = 4266,67$  [daN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$M_{c,Rd} = W \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$|M_0| \leq M_{c,Rd}$   $|2087,85| < 4266,67$  vérifié (0,49)

$A_v = 32,00$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace en cisaillement  $A_v = h_p \cdot t_p$

$A_{v,net} = 24,20$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace nette en cisaillement  $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_o \cdot t_p$

## CHAPITRE IX ETUDE DES ASSEMBLAGES

|                                                                                  |                                                         |
|----------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|
| $V_{pl,Rd} = 46188,02$ [daN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement | $V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$ |
| $ V_0  \leq V_{pl,Rd}$                                                           | $ -245,49  < 46188,02$ <b>vérifié</b> (0,01)            |

### Platine externe supérieure

|                                                                                      |                                                |
|--------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------|
| $A = 20,00$ [cm <sup>2</sup> ] Aire de la zone tendue de la section brute            | $A = h_{pi} * t_{pi}$                          |
| $A_{net} = 14,80$ [cm <sup>2</sup> ] Aire de la section nette                        | $A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$             |
| $N_{pl,Rd} = 50000,00$ [daN] Résistance de calcul plastique de la section brute      | $N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$            |
| $N_{u,Rd} = 45820,80$ [daN] Résistance ultime de la section nette à un effort normal | $N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$ |
| $F_{Ed} = 41153,02$ [daN]                                                            | $F_{Ed} = N_{Ed,ptue}$                         |
| $ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$                                                             | $ 41153,02  < 45820,80$ <b>vérifié</b> (0,90)  |
| $ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$                                                            | $ 41153,02  < 50000,00$ <b>vérifié</b> (0,82)  |

### Platine externe inférieure

|                                                                                      |                                                |
|--------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------|
| $A = 20,00$ [cm <sup>2</sup> ] Aire de la zone tendue de la section brute            | $A = h_{pi} * t_{pi}$                          |
| $A_{net} = 14,80$ [cm <sup>2</sup> ] Aire de la section nette                        | $A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$             |
| $N_{pl,Rd} = 50000,00$ [daN] Résistance de calcul plastique de la section brute      | $N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$            |
| $N_{u,Rd} = 45820,80$ [daN] Résistance ultime de la section nette à un effort normal | $N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$ |
| $F_{Ed} = -38232,69$ [daN]                                                           | $F_{Ed} = N_{Ed,pfi}$                          |
| $ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$                                                             | $ -38232,69  < 45820,80$ <b>vérifié</b> (0,83) |
| $ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$                                                            | $ -38232,69  < 50000,00$ <b>vérifié</b> (0,76) |

|                                                      |       |      |
|------------------------------------------------------|-------|------|
| <b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b> | Ratio | 0,90 |
|------------------------------------------------------|-------|------|

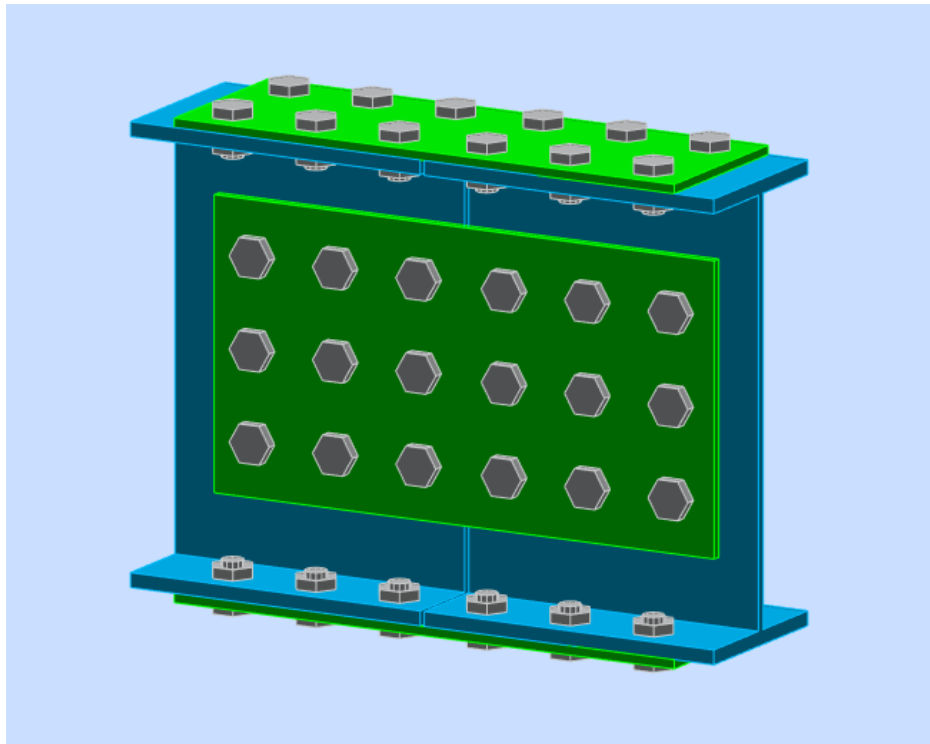


Figure IX.13 Vue de l'assemblage Elcissage

### IX.13.Conclusion

Dans ce chapitre nous avons procédé à la vérification des différents assemblages qui font partie de la structure, certains ont été vérifiés manuellement et d'autres à l'aide du logiciel Robot.

Les assemblages sont vérifiés au cisaillement, aux contraintes normales, à la compression de l'âme, et à la pression diamétrale, ainsi que les dimensionnements des cordons de soudure.

# **CHAPITRE X**

## **ETUDE D'ANCRAGES**

## Chapitre X Etude d'Ancrages

### X.1. Introduction

Ce chapitre se concentre sur les pieds de poteaux et leurs tiges d'ancrage. Ces composants jouent un rôle essentiel dans la connexion entre l'ossature métallique et les fondations en béton armé. Les pieds de poteaux, qu'ils soient encastrés ou articulés, permettent de transmettre les forces extérieures appliquées aux bâtiments, telles que les charges verticales, les poussées horizontales, et les moments de flexion. Dimensionner correctement les tiges d'ancrage est crucial pour assurer la résistance en traction nécessaire face aux efforts de soulèvement et aux moments de flexion, garantissant ainsi une transition solide et sécurisée entre la structure métallique et les fondations en béton armé.

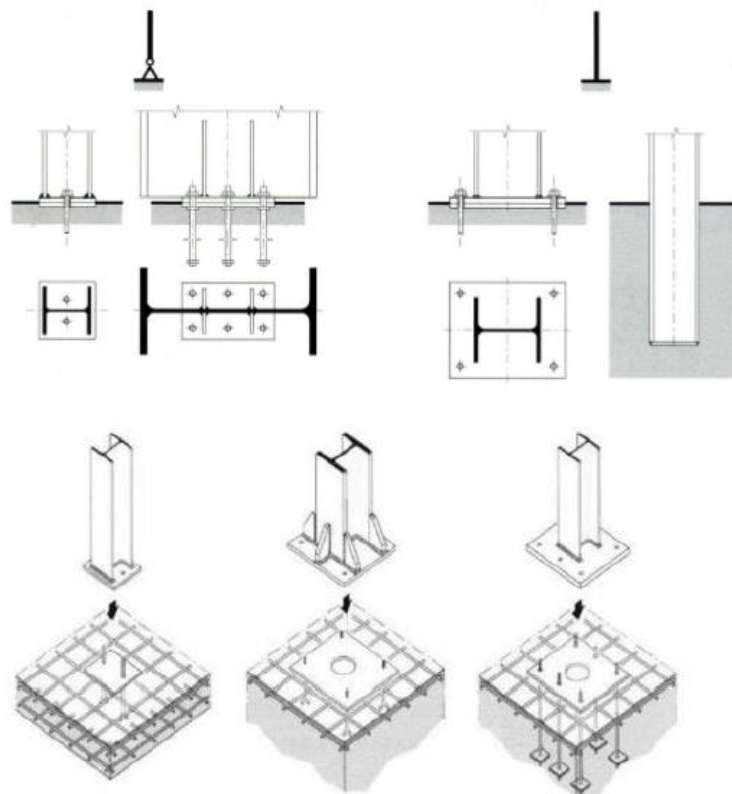


Figure X.1 types des pieds de poteaux

Les pieds de poteaux comprennent les éléments suivants :

➤ **La Platine**

Une plaque soudée est fixée à l'extrémité du poteau pour répartir de manière optimale la pression exercée par la compression du poteau sur le béton. Il est important de noter que cette pression n'est pas uniforme ; elle se concentre en réalité sur une zone spécifique, proportionnelle à la forme du profil du poteau. En général, le béton tolère bien cette surpression locale.

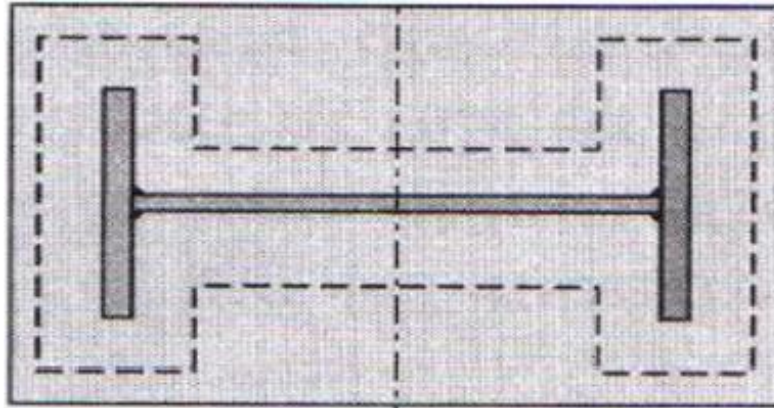


Figure X.2 platine soudé

➤ **Les tiges d'ancrage**

Sont utilisées pour supporter les forces de soulèvement exercées par le poteau et forment la partie tendue nécessaire pour équilibrer les moments d'encastrement. Elles sont positionnées de manière à prévenir tout décollement de la plaque de base, que ce soit en raison de la force de soulèvement ou du moment d'encastrement. Le serrage de ces tiges peut parfois générer des forces significatives qui doivent être prises en compte dans la conception de la plaque de base. Selon les charges appliquées, différents types de tiges peuvent être utilisés : droites, courbées, avec des plaques d'ancrage ou placées sur des sommiers.

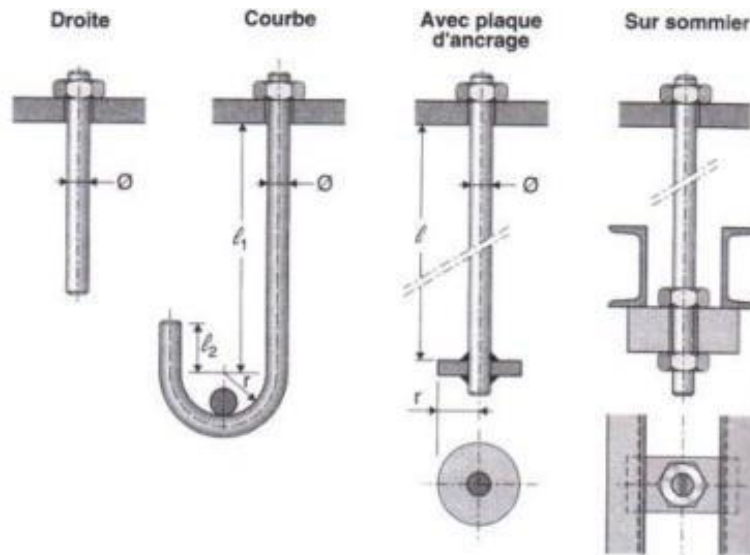


Figure X.3 types des tiges d'ancrages.

### ➤ La bêche

Assure la reprise de l'effort tranchant en cas de frottement insuffisant, ainsi que la gestion des moments de torsion d'encastrement, avec une pièce en forme de I ou de H soudée sur la plaque de base. Cette pièce, de hauteur réduite et fixée solidement, garantit un comportement rigide si sa largeur est comprise entre 6 cm et 1,5 fois la hauteur du profil.

L'utilisation de cette pièce est nécessaire lorsque l'effort tranchant dépasse 30 % de l'effort de traction

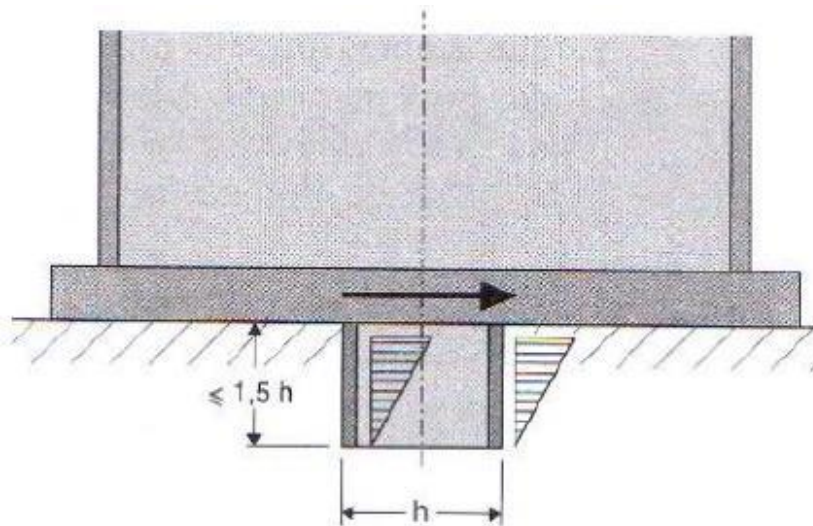


Figure X.4 bêche d'ancrage

## X.2. L'implantation des poteaux

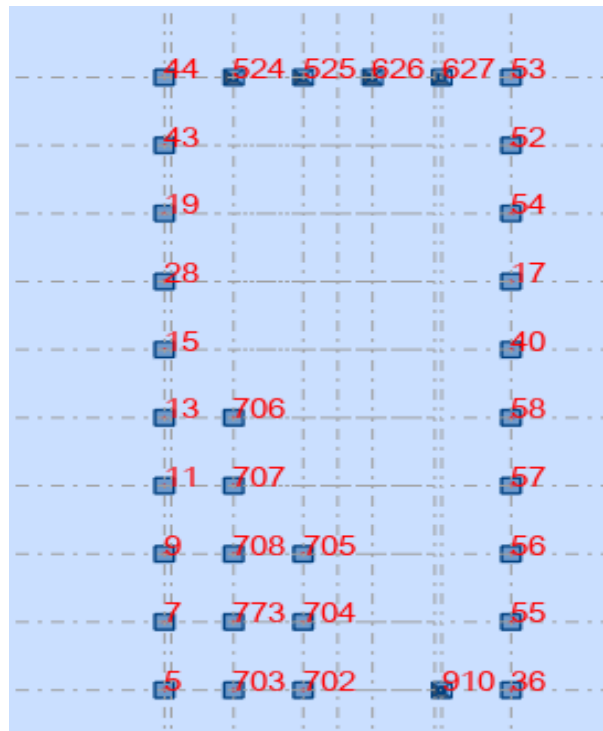


Figure X.5 vue en plans

## X.3. Calcul d'ancrage du pied de poteau encastré

Un pied de poteau encastré est une configuration où la base du poteau est solidement ancrée dans les fondations en béton, créant ainsi une connexion structurelle rigide. Cette configuration permet de transmettre efficacement les charges verticales et horizontales du poteau aux fondations. L'encastrement assure une stabilité et une résistance accrues, particulièrement pour les structures soumises à des charges importantes. Dans cette configuration, le poteau est fixé de manière permanente dans les fondations, ce qui empêche tout mouvement ou rotation indésirable. Les poteaux doivent être encastrés pour réduire la flèche en tête, et les pieds de poteaux doivent être capables de supporter les sollicitations.

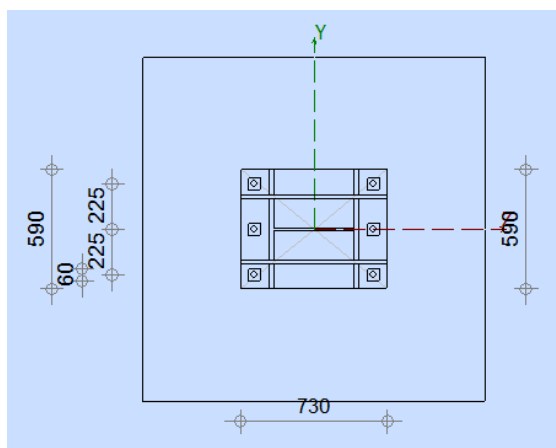


Figure X.6 Dimensions de la platine

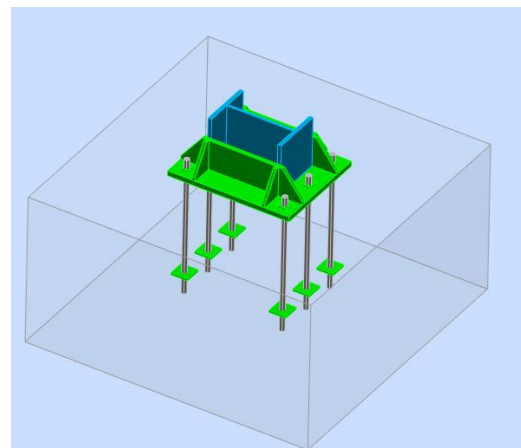


Figure X.7 ancrage du poteau HEA 450

**X.3.1. Poteaux principaux de l'hangar HEA450**

Le pied de poteau le plus sollicité est au nœud 19 :

$$\begin{cases} N = 105,91 \text{ KN} \\ T_x = 70,52 \text{ KN} \\ M = 328,25 \text{ KN.M} \end{cases}$$

**a. La tige d'ancrage**

Tige :  $d = 33\text{mm}$  ;  $d_0 = 41\text{mm}$  ; classe 8.8 ;  $A=6,94 \text{ cm}^2$

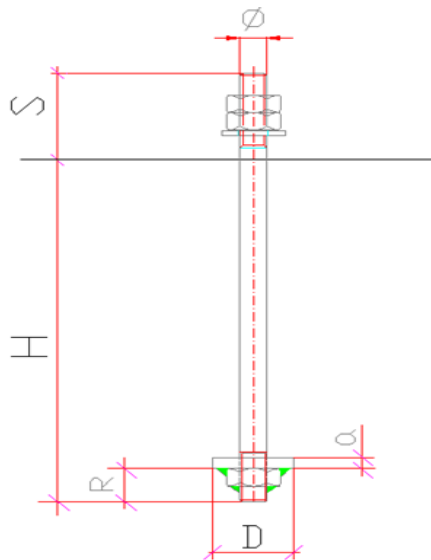


Figure X.8 Schémas de la tige d'ancrage

**b. Calcul de l'épaisseur de la Platine**

$$t = U \times \left( 3 \times \frac{\sigma}{f_y} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$\sigma = \frac{N}{L \times l} = \frac{105,91}{0,73 \times 0,59} = 245,9 \text{ KN/m}^2$$

➤ Suivant xx :

$$t = 0,145 \times \left( 3 \times \frac{245,9}{275} \right)^{1/2} = \mathbf{0,23mm}$$

➤ Suivant yy :

$$t = 0,145 \times \left( 3 \times \frac{416,2}{275} \right)^{1/2} = \mathbf{0,3m}$$

✓ Alors on prend 30mm

**c. Résistance de contact  $f_j$  de la liaison**

Avec :

$$f_j = \beta_j \times K_j \times f_{cd}$$

Où :  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$

$\beta_j = \frac{2}{3}$  : Facteur de concentration

$$f_{ck} = 25 \text{ N / mm}^2$$

$\gamma_c = 1,5$  : Coefficient partiel de sécurité sur les propriétés du béton

Nous avons ainsi :

$$f_{cd} = \frac{25}{1,5} = 16,66 \text{ N / mm}^2$$

$$f_j = \frac{2}{3} \times 1 \times 16,66 = 11,11 \text{ N / mm}^2$$

$$f_j = 11,11 \text{ N / mm}^2$$

**d. Largeur supplémentaire d'appuis C :**

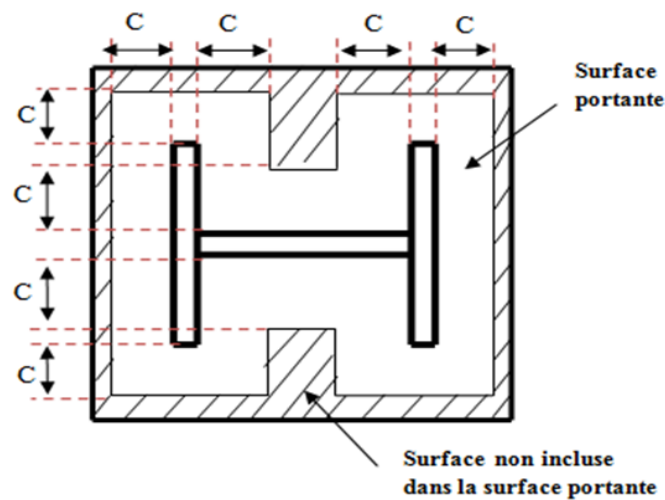


Figure X.9 Largeur supplémentaire d'appuis C

$$c = t \times \sqrt{\frac{f_y}{3 \times f_j \times \gamma_{M0}}}$$

$$c = 30 \times \sqrt{\frac{275}{3 \times 11,11 \times 1,1}} = 82,16 \text{ mm}$$

### X.3.2.1. Vérification de la pression sur la surface portante

On doit vérifier que :  $\sigma = \frac{N_{Cd}}{A_p} < f_j$

$$A_p = 2 \times (b + 2C) \times (2C + tf) + (h - 2tf - 2C) \times (2C + tw)$$

$$A_p = 2 \times (300 + 2 \times 82,16) \times (2 \times 82,16 + 21) + (440 - 2 \times 21 - 2 \times 82,16) \times (2 \times 82,16 + 11,5)$$

$$A_p = 22,76 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{105,91}{0,22} = 481,4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma = 0,481 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = 0,481 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_j = 11,11 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

### X.3.2.2. Vérification de la platine

Il faut vérifier que :

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \times \gamma_{M0}} > M_{Sd} = \frac{\sigma \times C^2}{2}$$

$M_{Rd}$  : Moment résistant par unité de longueur

$$M_{Rd} = \frac{30^2 \times 275}{6 \times 1,1} = 37,5 \text{ KN}$$

$$M_{Sd} = \frac{0,481 \times 82,16^2}{2} = 1,623 \text{ KN}$$

$$M_{Rd} = 37,5 \text{ KN} > M_{Sd} = 1,623 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

### X.3.2.3. Vérification de la bêche

On doit vérifier la condition suivante :

$$T_{sd} < 0,30 N_{csd}$$

$$\text{On a : } T_{sd} = 70,52 \text{ KN}$$

$$T_{sd} 70,52 > 0,3 \times 105,91 = 31,77 \text{ KN}$$

- ✓ **Alors on doit utiliser la bêche**

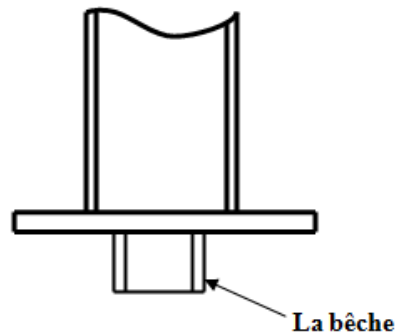


Figure X.10 Bêche d'ancrage

➤ **Les dimensions de la bêche**

Profilé : HEA 120

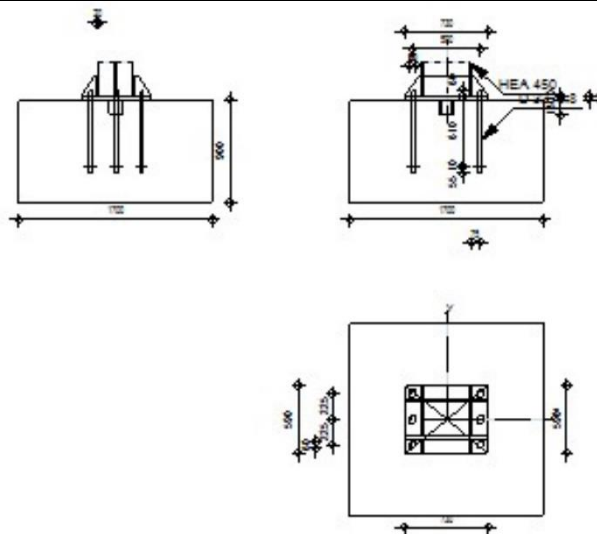
$l_w = 130$  [mm] Longueur

Matériau : S 275

$f_{yw} = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance

- **On utilise le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019, on trouve les résultats suivant :**

|                                                                                     |                                                                                                                                                         |                                               |
|-------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------|
|  | <p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019</p> <p><b>Calcul du Pied de Poteau encastré</b></p> <p>Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p> | <p><b>OK</b></p> <p>Ratio<br/><b>0,97</b></p> |
|-------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------|



### Général

Assemblage N°: 149

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 19

Barres de la structure: 10

### Géométrie

#### Poteau

Profilé: HEA 450

Barre N°: 10

$L_c = 10,75$  [m] Longueur du poteau  
 $\alpha = 90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 440$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 12$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 21$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 178,03$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 63721,60$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
Matériau: S 275  
 $f_{yc} = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance  
 $f_{uc} = 43000000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance ultime du matériau

#### Platine de prescellement

$l_{pd} = 730$  [mm] Longueur  
 $b_{pd} = 590$  [mm] Largeur  
 $t_{pd} = 30$  [mm] Epaisseur  
Matériau: S 275  
 $f_{ypd} = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance  
 $f_{upd} = 43000000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance ultime du matériau

#### Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage  
 $f_{yb} = 55000000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Limite de plasticité du matériau du boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage

$f_{ub} = 80000000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 33$  [mm] Diamètre du boulon

$A_s = 6,94$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 8,55$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon

$n_H = 2$  Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 3$  Nombre de rangées des boulons

Ecartement  $e_{Hi} = 590$  [mm]

Entraxe  $e_{vi} = 225$  [mm]

### Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$  [mm]

$L_2 = 610$  [mm]

$L_3 = 55$  [mm]

### Plaque d'ancrage

$l_p = 100$  [mm] Longueur

$b_p = 100$  [mm] Largeur

$t_p = 10$  [mm] Epaisseur

Matériau: S 275

$f_y = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance

### Platine

$l_{wd} = 60$  [mm] Longueur

$b_{wd} = 60$  [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$  [mm] Epaisseur

### Bêche

Profilé: HEA 120

$l_w = 130$  [mm] Longueur

Matériau: S 275

$f_{yw} = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance

### Raidisseur

|         |     |      |           |
|---------|-----|------|-----------|
| $l_s =$ | 730 | [mm] | Longueur  |
| $w_s =$ | 590 | [mm] | Largeur   |
| $h_s =$ | 180 | [mm] | Hauteur   |
| $t_s =$ | 20  | [mm] | Epaisseur |
| $d_1 =$ | 20  | [mm] | Grugeage  |
| $d_2 =$ | 20  | [mm] | Grugeage  |

### Coefficients de matériau

|                 |      |                                 |
|-----------------|------|---------------------------------|
| $\gamma_{M0} =$ | 1,10 | Coefficient de sécurité partiel |
| $\gamma_{M2} =$ | 1,25 | Coefficient de sécurité partiel |
| $\gamma_C =$    | 1,50 | Coefficient de sécurité partiel |

### Semelle isolée

|       |      |      |                        |
|-------|------|------|------------------------|
| $L =$ | 1700 | [mm] | Longueur de la semelle |
| $B =$ | 1700 | [mm] | Largeur de la semelle  |
| $H =$ | 900  | [mm] | Hauteur de la semelle  |

### Béton

|            |                                                                              |
|------------|------------------------------------------------------------------------------|
| Classe     | C20/25                                                                       |
| $f_{ck} =$ | 2000000,00 [daN/m <sup>2</sup> ] Résistance caractéristique à la compression |

### Mortier de calage

|              |            |                       |                                                          |
|--------------|------------|-----------------------|----------------------------------------------------------|
| $t_g =$      | 0          | [mm]                  | Epaisseur du mortier de calage                           |
| $f_{ck,g} =$ | 1200000,00 | [daN/m <sup>2</sup> ] | Résistance caractéristique à la compression              |
| $C_{f,d} =$  | 0,30       |                       | Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton |

### Soudures

|         |   |      |                                     |
|---------|---|------|-------------------------------------|
| $a_p =$ | 8 | [mm] | Plaque principale du pied de poteau |
| $a_w =$ | 3 | [mm] | Bêche                               |
| $a_s =$ | 7 | [mm] | Raidisseurs                         |

### Efforts

|                |                                           |         |                    |
|----------------|-------------------------------------------|---------|--------------------|
| Cas:           | 148: ELU/71=1*1.00 + 4*1.50 1*1.00+4*1.50 |         |                    |
| $N_{j,Ed} =$   | 10591,88                                  | [daN]   | Effort axial       |
| $V_{j,Ed,y} =$ | -18,54                                    | [daN]   | Effort tranchant   |
| $V_{j,Ed,z} =$ | -7052,71                                  | [daN]   | Effort tranchant   |
| $M_{j,Ed,y} =$ | 32825,38                                  | [daN*m] | Moment fléchissant |
| $M_{j,Ed,z} =$ | -17,32                                    | [daN*m] | Moment fléchissant |

## Résultats

### Zone comprimée

#### COMPRESSION DU BETON

$$f_{cd} = \frac{1333333,3}{3} \text{ [daN/m}^2\text{]} \quad \text{Résistance de calcul à la compression} \quad \text{EN 1992-1:[3.1.6.(1)]}$$

$$f_j = \frac{2110799,4}{8} \text{ [daN/m}^2\text{]} \quad \text{Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise} \quad [6.2.5.(7)]$$

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$$

$$c = 60 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur de l'appui additionnelle} \quad [6.2.5.(4)]$$

$$b_{eff} = 140 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de la semelle de tronçon T} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$l_{eff} = 419 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace de la semelle de tronçon en T} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$A_{c0} = 587,81 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation} \quad \text{EN 1992-1:[6.7.(3)]}$$

$$A_{c1} = 5290,31 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de calcul maximale de la répartition de la charge} \quad \text{EN 1992-1:[6.7.(3)]}$$

$$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$$

$$F_{rdu} = 235124,75 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du béton à l'appui rigide} \quad \text{EN 1992-1:[6.7.(3)]}$$

$$\beta_j = 0,67 \quad \text{Coefficient réducteur pour la compression} \quad [6.2.5.(7)]$$

$$f_{jd} = \beta_j * F_{rdu} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$$f_{jd} = 2666666,67 \text{ [daN/m}^2\text{]} \quad \text{Résistance de calcul du matériau du joint} \quad [6.2.5.(7)]$$

$$A_{c,y} = 1062,93 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de flexion My} \quad [6.2.8.3.(1)]$$

$$A_{c,z} = 1198,35 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de flexion Mz} \quad [6.2.8.3.(1)]$$

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$$F_{c,Rd,y} = 283448,95 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du béton à la flexion My} \quad [6.2.8.3.(1)]$$

$$F_{c,Rd,z} = 319561,12 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du béton à la flexion Mz} \quad [6.2.8.3.(1)]$$

#### AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$$CL = 1,00 \quad \text{Classe de la section} \quad \text{EN 1993-1-1:[5.5.2]}$$

$$W_{pl,y} = 10644,87 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{c,Rd,y} = 266121,75 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_{f,y} = 470 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$$F_{c,fc,Rd,y} = 566736,05 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

|                                        |            |                    |                                                 |                        |
|----------------------------------------|------------|--------------------|-------------------------------------------------|------------------------|
| $W_{pl,z} =$                           | 77 62, 53  | [cm <sup>3</sup> ] | Facteur plastique de la section                 | EN1993-1-1:[6.2.5.(2)] |
| $M_{c,Rd,z} =$                         | 194063, 25 | [daN*m]            | Résistance de calcul de la section à la flexion | EN1993-1-1:[6.2.5]     |
| $h_{f,z} =$                            | 351        | [mm]               | Distance entre les centres de gravité des ailes | [6.2.6.7.(1)]          |
| $F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$ |            |                    |                                                 |                        |
| $F_{c,fc,Rd,z} =$                      | 552749, 41 | [daN]              | Résistance de l'aile et de l'âme comprimées     | [6.2.6.7.(1)]          |

## RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

|                                                |            |       |                                                 |           |
|------------------------------------------------|------------|-------|-------------------------------------------------|-----------|
| $F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$ |            |       |                                                 |           |
| $F_{c,Rd,y} =$                                 | 283448, 95 | [daN] | Résistance de la semelle dans la zone comprimée | [6.2.8.3] |
| $F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$ |            |       |                                                 |           |
| $F_{c,Rd,z} =$                                 | 319561, 12 | [daN] | Résistance de la semelle dans la zone comprimée | [6.2.8.3] |

## Zone tendue

### RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

|                                                          |              |                       |                                                     |               |
|----------------------------------------------------------|--------------|-----------------------|-----------------------------------------------------|---------------|
| $A_b =$                                                  | 6, 94        | [cm <sup>2</sup> ]    | Aire de section efficace du boulon                  | [Tableau 3.4] |
| $f_{ub} =$                                               | 80000000, 00 | [daN/m <sup>2</sup> ] | Résistance du matériau du boulon à la traction      | [Tableau 3.4] |
| $\beta =$                                                | 0, 85        |                       | Coefficient de réduction de la résistance du boulon | [3.6.1.(3)]   |
| $F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$ |              |                       |                                                     |               |
| $F_{t,Rd,s1} =$                                          | 33978, 24    | [daN]                 | Résistance du boulon à la rupture                   | [Tableau 3.4] |
| $F_{t,Rd,s} = F_{t,Rd,s1}$                               |              |                       |                                                     |               |
| $F_{t,Rd,s} =$                                           | 33978, 24    | [daN]                 | Résistance du boulon à la rupture                   |               |

### RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

|                         |           |       |                                           |  |
|-------------------------|-----------|-------|-------------------------------------------|--|
| $F_{t,Rd} = F_{t,Rd,s}$ |           |       |                                           |  |
| $F_{t,Rd} =$            | 33978, 24 | [daN] | Résistance du boulon d'ancrage à traction |  |

### FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

#### Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

|                 |          |         |                                                 |           |
|-----------------|----------|---------|-------------------------------------------------|-----------|
| $l_{eff,1} =$   | 564      | [mm]    | Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 | [6.2.6.5] |
| $l_{eff,2} =$   | 564      | [mm]    | Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 | [6.2.6.5] |
| $m =$           | 141      | [mm]    | Pince boulon-bord de renforcement               | [6.2.6.5] |
| $M_{pl,1,Rd} =$ | 3171, 35 | [daN*m] | Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 | [6.2.4]   |

|                                                            |           |         |                                                   |           |
|------------------------------------------------------------|-----------|---------|---------------------------------------------------|-----------|
| $l_{eff,1} =$                                              | 564       | [mm]    | Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1   | [6.2.6.5] |
| $M_{pl,2,Rd} =$                                            | 3171,35   | [daN*m] | Résistance plastique de la dalle pour le mode 2   | [6.2.4]   |
| $F_{T,1,Rd} =$                                             | 90000,00  | [daN]   | Résistance de la dalle pour le mode 1             | [6.2.4]   |
| $F_{T,2,Rd} =$                                             | 76630,40  | [daN]   | Résistance de la dalle pour le mode 2             | [6.2.4]   |
| $F_{T,3,Rd} =$                                             | 101934,72 | [daN]   | Résistance de la dalle pour le mode 3             | [6.2.4]   |
| $F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$ |           |         |                                                   |           |
| $F_{t,pl,Rd,y} =$                                          | 76630,40  | [daN]   | Résistance de la dalle pour le mode à la traction | [6.2.4]   |

## Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

|                                                            |          |         |                                                   |           |
|------------------------------------------------------------|----------|---------|---------------------------------------------------|-----------|
| $l_{eff,1} =$                                              | 246      | [mm]    | Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1   | [6.2.6.5] |
| $l_{eff,2} =$                                              | 246      | [mm]    | Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2   | [6.2.6.5] |
| $m =$                                                      | 66       | [mm]    | Pince boulon-bord de renforcement                 | [6.2.6.5] |
| $M_{pl,1,Rd} =$                                            | 1381,77  | [daN*m] | Résistance plastique de la dalle pour le mode 1   | [6.2.4]   |
| $M_{pl,2,Rd} =$                                            | 1381,77  | [daN*m] | Résistance plastique de la dalle pour le mode 2   | [6.2.4]   |
| $F_{T,1,Rd} =$                                             | 83808,38 | [daN]   | Résistance de la dalle pour le mode 1             | [6.2.4]   |
| $F_{T,2,Rd} =$                                             | 55318,48 | [daN]   | Résistance de la dalle pour le mode 2             | [6.2.4]   |
| $F_{T,3,Rd} =$                                             | 67956,48 | [daN]   | Résistance de la dalle pour le mode 3             | [6.2.4]   |
| $F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$ |          |         |                                                   |           |
| $F_{t,pl,Rd,z} =$                                          | 55318,48 | [daN]   | Résistance de la dalle pour le mode à la traction | [6.2.4]   |

## RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

|                              |           |       |                                               |           |
|------------------------------|-----------|-------|-----------------------------------------------|-----------|
| $N_{j,Rd} =$                 | 153260,80 | [daN] | Résistance de la semelle à la traction axiale | [6.2.8.3] |
| $F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$ |           |       |                                               |           |
| $F_{T,Rd,y} =$               | 76630,40  | [daN] | Résistance de la semelle dans la zone tendue  | [6.2.8.3] |
| $F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$ |           |       |                                               |           |
| $F_{T,Rd,z} =$               | 55318,48  | [daN] | Résistance de la semelle dans la zone tendue  | [6.2.8.3] |

## Contrôle de la résistance de l'assemblage

|                                       |             |         |        |
|---------------------------------------|-------------|---------|--------|
| $N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) | 0,07 < 1,00 | vérifié | (0,07) |
|---------------------------------------|-------------|---------|--------|

|             |      |      |                                |               |
|-------------|------|------|--------------------------------|---------------|
| $e_y =$     | 3099 | [mm] | Excentricité de l'effort axial | [6.2.8.3]     |
| $z_{c,y} =$ | 235  | [mm] | Bras de levier $F_{C,Rd,y}$    | [6.2.8.1.(2)] |
| $z_{t,y} =$ | 295  | [mm] | Bras de levier $F_{T,Rd,y}$    | [6.2.8.1.(3)] |

|                |          |         |                                         |           |
|----------------|----------|---------|-----------------------------------------|-----------|
| $e_y =$        | 3099     | [mm]    | Excentricité de l'effort axial          | [6.2.8.3] |
| $M_{j,Rd,y} =$ | 37738,58 | [daN*m] | Résistance de l'assemblage à la flexion | [6.2.8.3] |

|                                           |               |         |        |
|-------------------------------------------|---------------|---------|--------|
| $M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23) | $0,87 < 1,00$ | vérifié | (0,87) |
|-------------------------------------------|---------------|---------|--------|

|                |        |         |                                         |               |
|----------------|--------|---------|-----------------------------------------|---------------|
| $e_z =$        | 2      | [mm]    | Excentricité de l'effort axial          | [6.2.8.3]     |
| $Z_{c,z} =$    | 176    | [mm]    | Bras de levier $F_{C,Rd,z}$             | [6.2.8.1.(2)] |
| $Z_{t,z} =$    | 225    | [mm]    | Bras de levier $F_{T,Rd,z}$             | [6.2.8.1.(3)] |
| $M_{j,Rd,z} =$ | 179,56 | [daN*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) | $0,10 < 1,00$ | vérifié | (0,10) |
|-------------------------------------------|---------------|---------|--------|

|                                                              |               |         |        |
|--------------------------------------------------------------|---------------|---------|--------|
| $M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ | $0,97 < 1,00$ | vérifié | (0,97) |
|--------------------------------------------------------------|---------------|---------|--------|

## Cisaillement

### PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

#### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

|                                                                                           |                                                                                    |               |
|-------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|---------------|
| $\alpha_{d,y} = 0,67$                                                                     | Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement                       | [Tableau 3.4] |
| $\alpha_{b,y} = 0,67$                                                                     | 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] |
| $F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$ |                                                                                    |               |
| $F_{1,vb,Rd,y} = 56760,00$                                                                | [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise          | [6.2.2.(7)]   |

#### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

|                                                                                           |                                                                                    |               |
|-------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|---------------|
| $\alpha_{d,z} = 0,67$                                                                     | Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement                       | [Tableau 3.4] |
| $\alpha_{b,z} = 0,67$                                                                     | 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] |
| $F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$ |                                                                                    |               |
| $F_{1,vb,Rd,z} = 56760,00$                                                                | [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise          | [6.2.2.(7)]   |

### CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

|              |      |                                                       |             |
|--------------|------|-------------------------------------------------------|-------------|
| $\alpha_b =$ | 0,28 | Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ | [6.2.2.(7)] |
| $A_{vb} =$   | 8,55 | [cm <sup>2</sup> ] Aire de la section du boulon       | [6.2.2.(7)] |

## CHAPITRE X ETUDE D'ANCRAGES

|                                                                  |                                   |                                                            |             |
|------------------------------------------------------------------|-----------------------------------|------------------------------------------------------------|-------------|
| $\alpha_b =$                                                     | 0,28                              | Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$      | [6.2.2.(7)] |
| $f_{ub} =$                                                       | 80000000,00 [daN/m <sup>2</sup> ] | Résistance du matériau du boulon à la traction             | [6.2.2.(7)] |
| $\gamma_{M2} =$                                                  | 1,25                              | Coefficient de sécurité partiel                            | [6.2.2.(7)] |
| $F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$ |                                   |                                                            |             |
| $F_{2,vb,Rd} =$                                                  | 15053,26 [daN]                    | Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier | [6.2.2.(7)] |

### GLISSEMENT DE LA SEMELLE

|                                     |            |                                                          |             |
|-------------------------------------|------------|----------------------------------------------------------|-------------|
| $C_{f,d} =$                         | 0,30       | Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton | [6.2.2.(6)] |
| $N_{c,Ed} =$                        | 0,00 [daN] | Effort de compression                                    | [6.2.2.(6)] |
| $F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$ |            |                                                          |             |
| $F_{f,Rd} =$                        | 0,00 [daN] | Résistance au glissement                                 | [6.2.2.(6)] |

### CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

|                                                                      |                |                                                     |  |
|----------------------------------------------------------------------|----------------|-----------------------------------------------------|--|
| $F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ |                |                                                     |  |
| $F_{v,Rd,wg,y} =$                                                    | 27664,00 [daN] | Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton |  |
| $F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ |                |                                                     |  |
| $F_{v,Rd,wg,z} =$                                                    | 29120,00 [daN] | Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton |  |

### CONTROLE DU CISAILLEMENT

|                                                                                      |                 |                                            |        |
|--------------------------------------------------------------------------------------|-----------------|--------------------------------------------|--------|
| $V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$ |                 |                                            |        |
| $V_{j,Rd,y} =$                                                                       | 117983,53 [daN] | Résistance de l'assemblage au cisaillement |        |
| $V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$                                                   | 0,00 < 1,00     | vérifié                                    | (0,00) |
| $V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$ |                 |                                            |        |
| $V_{j,Rd,z} =$                                                                       | 119439,53 [daN] | Résistance de l'assemblage au cisaillement |        |
| $V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$                                                   | 0,06 < 1,00     | vérifié                                    | (0,06) |
| $V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$                         | 0,06 < 1,00     | vérifié                                    | (0,06) |

### Contrôle des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

|              |                                  |                                                                |                         |
|--------------|----------------------------------|----------------------------------------------------------------|-------------------------|
| $M_1 =$      | 2533,34 [daN*m]                  | Moment fléchissant du raidisseur                               |                         |
| $Q_1 =$      | 33777,88 [daN]                   | Effort tranchant du raidisseur                                 |                         |
| $z_s =$      | 45 [mm]                          | Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)    |                         |
| $I_s =$      | 3859,71 [cm <sup>4</sup> ]       | Moment d'inertie du raidisseur                                 |                         |
| $\sigma_d =$ | 1008256,00 [daN/m <sup>2</sup> ] | Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle     | EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)] |
| $\sigma_g =$ | 10806131,9 [daN/m <sup>2</sup> ] | Contrainte normale dans les fibres supérieures                 | EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)] |
| $\tau =$     | 9382744,66 [daN/m <sup>2</sup> ] | Contrainte tangentielle dans le raidisseur                     | EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)] |
| $\sigma_z =$ | 16282637,1 [daN/m <sup>2</sup> ] | Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle | EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)] |

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0 \quad (6.1) \quad 0,65 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,65)$$

#### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

|              |                                  |                                                                |                         |
|--------------|----------------------------------|----------------------------------------------------------------|-------------------------|
| $M_1 =$      | 709,14 [daN*m]                   | Moment fléchissant du raidisseur                               |                         |
| $Q_1 =$      | 12893,53 [daN]                   | Effort tranchant du raidisseur                                 |                         |
| $z_s =$      | 41 [mm]                          | Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)    |                         |
| $I_s =$      | 4041,10 [cm <sup>4</sup> ]       | Moment d'inertie du raidisseur                                 |                         |
| $\sigma_d =$ | 192669,22 [daN/m <sup>2</sup> ]  | Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle     | EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)] |
| $\sigma_g =$ | 2966020,47 [daN/m <sup>2</sup> ] | Contrainte normale dans les fibres supérieures                 | EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)] |
| $\tau =$     | 3581536,12 [daN/m <sup>2</sup> ] | Contrainte tangentielle dans le raidisseur                     | EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)] |
| $\sigma_z =$ | 6206393,84 [daN/m <sup>2</sup> ] | Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle | EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)] |

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0 \quad (6.1) \quad 0,25 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,25)$$

#### 1.1.1 Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

|                    |                                  |                                                  |             |
|--------------------|----------------------------------|--------------------------------------------------|-------------|
| $\sigma_{\perp} =$ | 3168631,53 [daN/m <sup>2</sup> ] | Contrainte normale dans la soudure               | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{\perp} =$   | 3168631,53 [daN/m <sup>2</sup> ] | Contrainte tangentielle perpendiculaire          | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{yII} =$     | -1057,26 [daN/m <sup>2</sup> ]   | Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{zII} =$     | -263082,47 [daN/m <sup>2</sup> ] | 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)] |

$$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,10 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,16 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,14 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,14)$$

## Soudures verticales des raidisseurs

### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

|                                                                                                                         |                                                                     |                |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------|----------------|
| $\sigma_{\perp} =$                                                                                                      | 0,00 [daN/m <sup>2</sup> ] Contrainte normale dans la soudure       | [4.5.3.(7)]    |
| $\tau_{\perp} =$                                                                                                        | 0,00 [daN/m <sup>2</sup> ] Contrainte tangentielle perpendiculaire  | [4.5.3.(7)]    |
| $\tau_{\parallel} =$                                                                                                    | 13403920,95 [daN/m <sup>2</sup> ] Contrainte tangentielle parallèle | [4.5.3.(7)]    |
| $\sigma_z =$                                                                                                            | 0,00 [daN/m <sup>2</sup> ] Contrainte totale équivalente            | [4.5.3.(7)]    |
| $\beta_w =$                                                                                                             | 0,85 Coefficient dépendant de la résistance                         | [4.5.3.(7)]    |
| $\max (\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$ |                                                                     |                |
|                                                                                                                         | 0,57 < 1,00                                                         | vérifié (0,57) |

### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

|                                                                                                                         |                                                                          |                |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------|----------------|
| $\sigma_{\perp} =$                                                                                                      | 6632812,69 [daN/m <sup>2</sup> ] Contrainte normale dans la soudure      | [4.5.3.(7)]    |
| $\tau_{\perp} =$                                                                                                        | 6632812,69 [daN/m <sup>2</sup> ] Contrainte tangentielle perpendiculaire | [4.5.3.(7)]    |
| $\tau_{\parallel} =$                                                                                                    | 5116480,18 [daN/m <sup>2</sup> ] Contrainte tangentielle parallèle       | [4.5.3.(7)]    |
| $\sigma_z =$                                                                                                            | 15953429,87 [daN/m <sup>2</sup> ] Contrainte totale équivalente          | [4.5.3.(7)]    |
| $\beta_w =$                                                                                                             | 0,85 Coefficient dépendant de la résistance                              | [4.5.3.(7)]    |
| $\max (\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$ |                                                                          |                |
|                                                                                                                         | 0,39 < 1,00                                                              | vérifié (0,39) |

## Soudures horizontales des raidisseurs

### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

|                                                                                                                         |                                                                           |                |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------|----------------|
| $\sigma_{\perp} =$                                                                                                      | 11765797,32 [daN/m <sup>2</sup> ] Contrainte normale dans la soudure      | [4.5.3.(7)]    |
| $\tau_{\perp} =$                                                                                                        | 11765797,32 [daN/m <sup>2</sup> ] Contrainte tangentielle perpendiculaire | [4.5.3.(7)]    |
| $\tau_{\parallel} =$                                                                                                    | 16795301,51 [daN/m <sup>2</sup> ] Contrainte tangentielle parallèle       | [4.5.3.(7)]    |
| $\sigma_z =$                                                                                                            | 37416338,74 [daN/m <sup>2</sup> ] Contrainte totale équivalente           | [4.5.3.(7)]    |
| $\beta_w =$                                                                                                             | 0,85 Coefficient dépendant de la résistance                               | [4.5.3.(7)]    |
| $\max (\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$ |                                                                           |                |
|                                                                                                                         | 0,92 < 1,00                                                               | vérifié (0,92) |

### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

|                      |                                                                          |             |
|----------------------|--------------------------------------------------------------------------|-------------|
| $\sigma_{\perp} =$   | 5209772,87 [daN/m <sup>2</sup> ] Contrainte normale dans la soudure      | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{\perp} =$     | 5209772,87 [daN/m <sup>2</sup> ] Contrainte tangentielle perpendiculaire | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{\parallel} =$ | 6220076,31 [daN/m <sup>2</sup> ] Contrainte tangentielle parallèle       | [4.5.3.(7)] |
| $\sigma_z =$         | 14987827,78 [daN/m <sup>2</sup> ] Contrainte totale équivalente          | [4.5.3.(7)] |

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

$\sigma_{\perp} = 5209772,87$  [daN/m<sup>2</sup>] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,85$  Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_w / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1)  $0,37 < 1,00$  **vérifié** (0,37)

**Rigidité de l'assemblage**

**Moment fléchissant  $M_{j,Ed,y}$**

$b_{eff} = 140$  [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 419$  [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$$

$k_{13,y} = 27$  [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 564$  [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 141$  [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,y} = 5$  [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 321$  [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$$

$k_{16,y} = 3$  [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,y} = 0,65$  Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 4984699,79$  [daN\*m] Rigidité en rotation initiale [Tableau 6.12]

$S_{j,rig,y} = 37343821,40$  [daN\*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  $M_{j,Ed,z}$**

$$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$$

$k_{13,z} = 39$  [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 246$  [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 66$  [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,z} = 10$  [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 321$  [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$$

|                             |             |         |                                                   |                |
|-----------------------------|-------------|---------|---------------------------------------------------|----------------|
| $k_{16,z} =$                | 3           | [mm]    | Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction | [Tableau 6.11] |
| $\lambda_{0,z} =$           | 1,70        |         | Elancement du poteau                              | [5.2.2.5.(2)]  |
| $S_{j,ini,z} =$             | 5446468,99  | [daN*m] | Rigidité en rotation initiale                     | [6.3.1.(4)]    |
| $S_{j,rig,z} =$             | 5547123,63  | [daN*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:

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

|                                                      |       |      |
|------------------------------------------------------|-------|------|
| <b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b> | Ratio | 0,97 |
|------------------------------------------------------|-------|------|

### X.3.2. Poteaux principaux du plancher HEA240

Le pied de poteau le plus sollicité est au nœud 19 :

$$\begin{cases} N = 541,83 \text{ KN} \\ T_x = 8,77 \text{ KN} \\ M = 16,66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

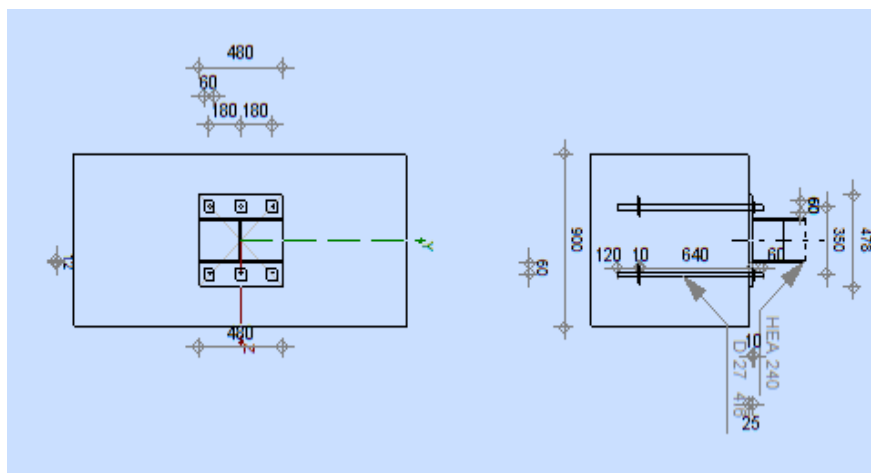


Figure X.11 Dimensions de la platine

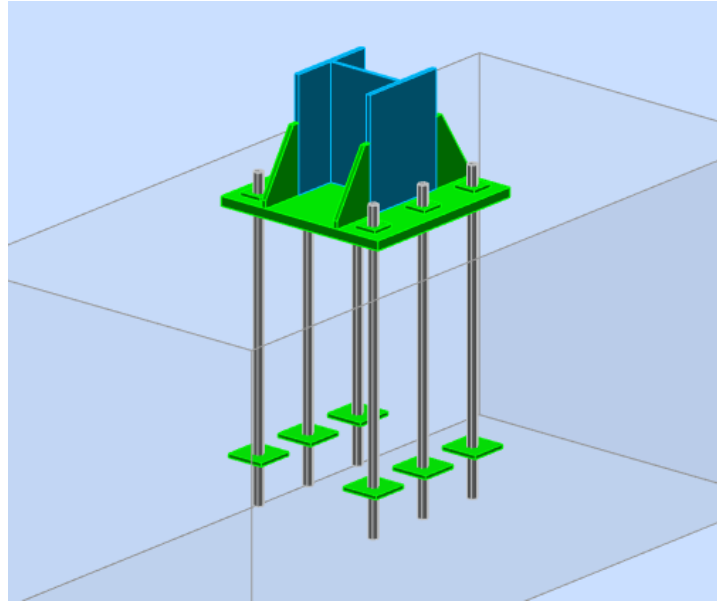


Figure X.12 Ancrage de poteau HEA240

**a. Tige d'ancrage**

On a utilisé des tiges d'ancrage diamètre de Ø27 avec une class 4.6, et un section  $A_s=4,59\text{cm}^2$

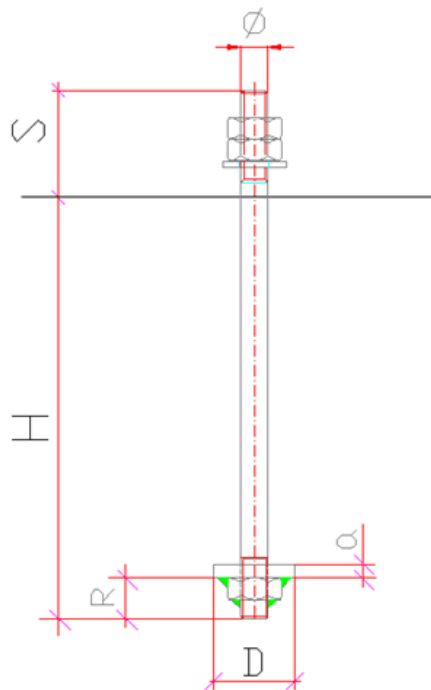


Figure X.13 schéma de la tige d l'ancrage

**b. Calcul de l'épaisseur de la Platine**

$$t = U \times \left(3 \times \frac{\sigma}{f_y}\right)^{\frac{1}{2}}$$

$$\sigma = \frac{N}{L \times l} = \frac{541,83}{0,478 \times 0,48} = 2361,53 \text{KN/m}^2$$

$$t = 0,124 \times \left(3 \times \frac{2361,53}{275}\right)^{1/2} = \mathbf{0,02m}$$

$$t = 0,120 \times \left(3 \times \frac{2361,53}{275}\right)^{1/2} = \mathbf{0,02m}$$

✓ **Alors on prend 25mm**

**c. Résistance de contact  $f_j$  de la liaison**

$$f_j = \beta_j \times K_j \times f_{cd}$$

$$\text{Avec : } f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$\beta_j = \frac{2}{3} : \text{Facteur de concentration.}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ N / mm}^2$$

$\gamma_c = 1,5$  : Coefficient partiel de sécurité sur les propriétés du béton

$$f_{cd} = \frac{25}{1,5} = 16,66 \text{ N / mm}^2$$

$$f_j = 2/3 \times 1 \times 16,66 = 11,11 \text{ N / mm}^2$$

$$f_j = 11,11 \text{ N / mm}^2$$

**d. Largeur supplémentaire d'appuis C**

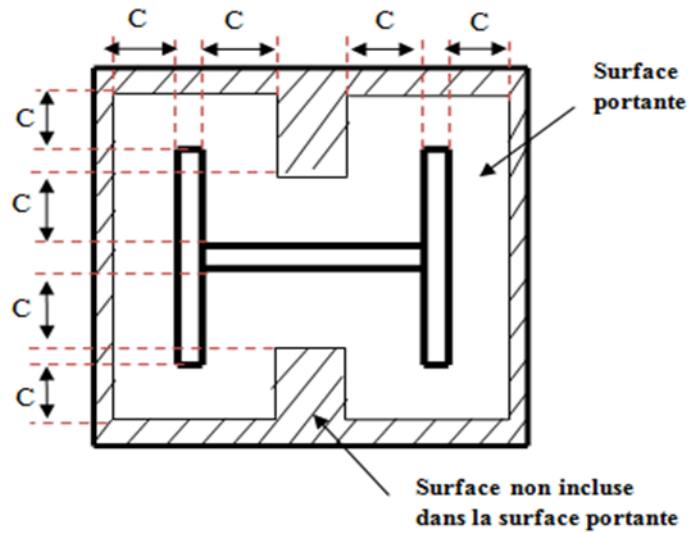


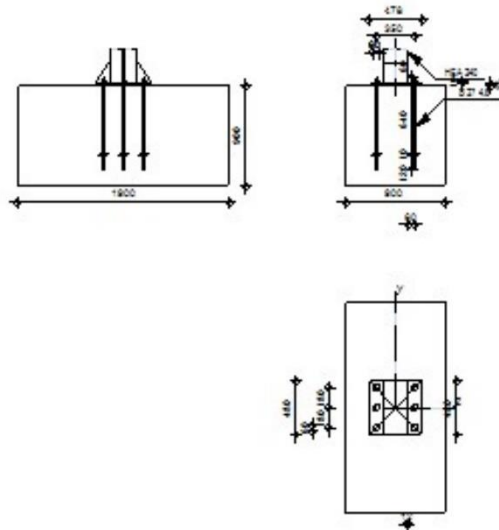
Figure X.14 Largeur supplémentaire d'appuis C

$$c = t \times \sqrt{\frac{f_y}{3 \times f_j \times \gamma_{M0}}}$$

$$c = 25 \times \sqrt{\frac{275}{3 \times 11,11 \times 1,1}} = 68,46 \text{ mm}$$

➤ On vérifie avec le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 :

|                                                                                     |                                                                                                                                                         |                                               |
|-------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------|
|  | <p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019</p> <p><b>Calcul du Pied de Poteau encastré</b></p> <p>Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p> | <p><b>OK</b></p> <p>Ratio<br/><b>0,88</b></p> |
|-------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------|



### GENERAL

---

Assemblage N°: 69  
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré  
Noeud de la structure: 773  
Barres de la structure: 521

### GEOMETRIE

---

#### POTEAU

Profilé: HEA 240  
Barre N°: 521  
 $L_c = 3,06$  [m] Longueur du poteau  
 $\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 230$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 240$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 12$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 21$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 76,84$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 7763,18$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
Matériau: S 275  
 $f_{yc} = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance  
 $f_{uc} = 43000000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance ultime du matériau

#### PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 478$  [mm] Longueur  
 $b_{pd} = 480$  [mm] Largeur  
 $t_{pd} = 25$  [mm] Epaisseur  
Matériau: S 275  
 $f_{ypd} = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance  
 $f_{upd} = 43000000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance ultime du matériau

#### ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon  
Classe = 4.6 Classe de tiges d'ancrage  
 $f_{yb} = 24000000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Limite de plasticité du matériau du boulon  
 $f_{ub} = 40000000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance du matériau du boulon à la traction  
 $d = 27$  [mm] Diamètre du boulon  
 $A_s = 4,59$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 5,73$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 $n_H = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_V = 3$  Nombre de rangées des boulons  
Ecartement  $e_{Hi} = 350$  [mm]  
Entraxe  $e_{Vi} = 180$  [mm]

#### Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$  [mm]  
 $L_2 = 640$  [mm]  
 $L_3 = 120$  [mm]

#### Plaque d'ancrage

## CHAPITRE X ETUDE D'ANCRAGES

---

$l_p = 100$  [mm] Longueur  
 $b_p = 100$  [mm] Largeur  
 $t_p = 10$  [mm] Epaisseur  
Matériau: S 275  
 $f_y = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance

### Platine

$l_{wd} = 60$  [mm] Longueur  
 $b_{wd} = 60$  [mm] Largeur  
 $t_{wd} = 10$  [mm] Epaisseur

### RAIDISSEUR

$w_s = 480$  [mm] Largeur  
 $h_s = 180$  [mm] Hauteur  
 $t_s = 12$  [mm] Epaisseur  
 $d_1 = 20$  [mm] Grugeage  
 $d_2 = 20$  [mm] Grugeage

### COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,10$  Coefficient de sécurité partiel  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel  
 $\gamma_C = 1,50$  Coefficient de sécurité partiel

### SEMELLE ISOLEE

$L = 900$  [mm] Longueur de la semelle  
 $B = 1900$  [mm] Largeur de la semelle  
 $H = 900$  [mm] Hauteur de la semelle

#### Béton

Classe C20/25  
 $f_{ck} = 2000000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance caractéristique à la compression

#### Mortier de calage

$t_g = 0$  [mm] Epaisseur du mortier de calage  
 $f_{ck,g} = 1200000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance caractéristique à la compression  
 $C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

### SOUDURES

$a_p = 3$  [mm] Plaque principale du pied de poteau  
 $a_s = 2$  [mm] Raidisseurs

### EFFORTS

---

Cas:  $169: ELU/142=1*1.35 + 115*1.35 + 4*1.35 (1+115+4)*1.35$   
 $N_{j,Ed} = -54183,48$  [daN] Effort axial  
 $V_{j,Ed,y} = -131,44$  [daN] Effort tranchant  
 $V_{j,Ed,z} = -877,67$  [daN] Effort tranchant  
 $M_{j,Ed,y} = 1666,94$  [daN\*m] Moment fléchissant  
 $M_{j,Ed,z} = -308,36$  [daN\*m] Moment fléchissant

### RESULTATS

---

### ZONE COMPRIMEE

### COMPRESSION DU BETON

|                                                                        |                                                                   |                       |
|------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|-----------------------|
| $f_{cd} = \frac{133333,3}{3}$ [daN/m <sup>2</sup> ]                    | Résistance de calcul à la compression                             | EN 1992-1:[3.1.6.(1)] |
| $f_j = \frac{2068110,3}{5}$ [daN/m <sup>2</sup> ]                      | Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise | [6.2.5.(7)]           |
| $c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{MO}))}$                          |                                                                   |                       |
| $c = 50$ [mm]                                                          | Largeur de l'appui additionnelle                                  | [6.2.5.(4)]           |
| $b_{eff} = 112$ [mm]                                                   | Largeur efficace de la semelle de tronçon T                       | [6.2.5.(3)]           |
| $l_{eff} = 340$ [mm]                                                   | Longueur efficace de la semelle de tronçon en T                   | [6.2.5.(3)]           |
| $A_{c0} = 382,46$ [cm <sup>2</sup> ]                                   | Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation           | EN 1992-1:[6.7.(3)]   |
| $A_{c1} = 3442,16$ [cm <sup>2</sup> ]                                  | Aire de calcul maximale de la répartition de la charge            | EN 1992-1:[6.7.(3)]   |
| $F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$ |                                                                   |                       |
| $F_{rd,u} = 152984,74$ [daN]                                           | 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)]           |
| $f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$                    |                                                                   |                       |
| $f_{jd} = \frac{2666666,67}{1192,67}$ [daN/m <sup>2</sup> ]            | Résistance de calcul du matériau du joint                         | [6.2.5.(7)]           |
| $A_{c,n} = 1192,67$ [cm <sup>2</sup> ]                                 | Aire de compression efficace                                      | [6.2.8.2.(1)]         |
| $A_{c,y} = 539,36$ [cm <sup>2</sup> ]                                  | Aire de flexion My                                                | [6.2.8.3.(1)]         |
| $A_{c,z} = 539,36$ [cm <sup>2</sup> ]                                  | Aire de flexion Mz                                                | [6.2.8.3.(1)]         |
| $F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$                                        |                                                                   |                       |
| $F_{c,Rd,n} = 318045,29$ [daN]                                         | Résistance du béton à la compression                              | [6.2.8.2.(1)]         |
| $F_{c,Rd,y} = 143830,23$ [daN]                                         | Résistance du béton à la flexion My                               | [6.2.8.3.(1)]         |
| $F_{c,Rd,z} = 143830,23$ [daN]                                         | Résistance du béton à la flexion Mz                               | [6.2.8.3.(1)]         |

### AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

|                                         |                                                 |                        |
|-----------------------------------------|-------------------------------------------------|------------------------|
| $CL = 3,00$                             | Classe de la section                            | EN 1993-1-1:[5.5.2]    |
| $W_{el,y} = 1270,74$ [cm <sup>3</sup> ] | Facteur élastique de la section                 | EN1993-1-1:[6.2.5.(2)] |
| $M_{c,Rd,y} = 31768,58$ [daN*m]         | Résistance de calcul de la section à la flexion | EN1993-1-1:[6.2.5]     |
| $h_{f,y} = 218$ [mm]                    | Distance entre les centres de gravité des ailes | [6.2.6.7.(1)]          |
| $F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$  |                                                 |                        |
| $F_{c,fc,Rd,y} = 145727,44$ [daN]       | Résistance de l'aile et de l'âme comprimées     | [6.2.6.7.(1)]          |
| $W_{el,z} = 921,77$ [cm <sup>3</sup> ]  | Facteur élastique de la section                 | EN1993-1-1:[6.2.5.(2)] |
| $M_{c,Rd,z} = 23044,18$ [daN*m]         | Résistance de calcul de la section à la flexion | EN1993-1-1:[6.2.5]     |
| $h_{f,z} = 240$ [mm]                    | Distance entre les centres de gravité des ailes | [6.2.6.7.(1)]          |
| $F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$  |                                                 |                        |
| $F_{c,fc,Rd,z} = 96017,40$ [daN]        | Résistance de l'aile et de l'âme comprimées     | [6.2.6.7.(1)]          |

### RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

|                                                |                                                 |               |
|------------------------------------------------|-------------------------------------------------|---------------|
| $N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$                        |                                                 |               |
| $N_{j,Rd} = 318045,29$ [daN]                   | Résistance de la semelle à l'effort axial       | [6.2.8.2.(1)] |
| $F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$ |                                                 |               |
| $F_{c,Rd,y} = 143830,23$ [daN]                 | Résistance de la semelle dans la zone comprimée | [6.2.8.3]     |
| $F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$ |                                                 |               |
| $F_{c,Rd,z} = 96017,40$ [daN]                  | Résistance de la semelle dans la zone comprimée | [6.2.8.3]     |

### CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

|                                           |                                         |         |               |
|-------------------------------------------|-----------------------------------------|---------|---------------|
| $N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)     | $0,17 < 1,00$                           | vérifié | (0,17)        |
| $e_y = 31$ [mm]                           | Excentricité de l'effort axial          |         | [6.2.8.3]     |
| $z_{c,y} = 109$ [mm]                      | Bras de levier $F_{c,Rd,y}$             |         | [6.2.8.1.(2)] |
| $z_{t,y} = 175$ [mm]                      | Bras de levier $F_{t,Rd,y}$             |         | [6.2.8.1.(3)] |
| $M_{j,Rd,y} = 6901,81$ [daN*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) | $0,24 < 1,00$                           | vérifié | (0,24)        |

|                |         |         |                                         |               |
|----------------|---------|---------|-----------------------------------------|---------------|
| $e_z =$        | 6       | [mm]    | Excentricité de l'effort axial          | [6.2.8.3]     |
| $Z_{c,z} =$    | 120     | [mm]    | Bras de levier $F_{C,Rd,z}$             | [6.2.8.1.(2)] |
| $Z_{t,z} =$    | 180     | [mm]    | Bras de levier $F_{T,Rd,z}$             | [6.2.8.1.(3)] |
| $M_{j,Rd,z} =$ | 1043,41 | [daN*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)                    | $0,30 < 1,00$ | vérifié | (0,30) |
| $M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ | $0,54 < 1,00$ | vérifié | (0,54) |

## CISAILLEMENT

### PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

#### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

|                                                                                           |                                                                                    |               |
|-------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|---------------|
| $\alpha_{d,y} = 0,69$                                                                     | Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement                       | [Tableau 3.4] |
| $\alpha_{b,y} = 0,69$                                                                     | 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] |
| $F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$ |                                                                                    |               |
| $F_{1,vb,Rd,y} = 40034,48$                                                                | [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise          | [6.2.2.(7)]   |

#### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

|                                                                           |                                                                                    |               |
|---------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|---------------|
| $\alpha_{d,z} = 0,74$                                                     | Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement                       | [Tableau 3.4] |
| $\alpha_{b,z} = 0,74$                                                     | Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$                              | [Tableau 3.4] |
| $k_{1,z} = 2,50$                                                          | Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement | [Tableau 3.4] |
| $F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$ |                                                                                    |               |
| $F_{1,vb,Rd,z} = 42703,45$                                                | [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise          | [6.2.2.(7)]   |

### CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

|                                                                  |                                   |                                                            |             |
|------------------------------------------------------------------|-----------------------------------|------------------------------------------------------------|-------------|
| $\alpha_b =$                                                     | 0,37                              | Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$      | [6.2.2.(7)] |
| $A_{vb} =$                                                       | 5,73 [cm <sup>2</sup> ]           | Aire de la section du boulon                               | [6.2.2.(7)] |
| $f_{ub} =$                                                       | 40000000,00 [daN/m <sup>2</sup> ] | Résistance du matériau du boulon à la traction             | [6.2.2.(7)] |
| $\gamma_{M2} =$                                                  | 1,25                              | Coefficient de sécurité partiel                            | [6.2.2.(7)] |
| $F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$ |                                   |                                                            |             |
| $F_{2,vb,Rd} =$                                                  | 6742,41 [daN]                     | Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier | [6.2.2.(7)] |

### GLISSEMENT DE LA SEMELLE

|                                     |                                                          |             |
|-------------------------------------|----------------------------------------------------------|-------------|
| $C_{f,d} = 0,30$                    | Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton | [6.2.2.(6)] |
| $N_{c,Ed} = 54183,48$ [daN]         | Effort de compression                                    | [6.2.2.(6)] |
| $F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$ |                                                          |             |
| $F_{f,Rd} = 16255,04$ [daN]         | Résistance au glissement                                 | [6.2.2.(6)] |

### CONTROLE DU CISAILLEMENT

|                                                                      |               |                                            |        |
|----------------------------------------------------------------------|---------------|--------------------------------------------|--------|
| $V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$ |               |                                            |        |
| $V_{j,Rd,y} = 56709,51$                                              | [daN]         | Résistance de l'assemblage au cisaillement |        |
| $V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$                                   | $0,00 < 1,00$ | vérifié                                    | (0,00) |
| $V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$ |               |                                            |        |
| $V_{j,Rd,z} = 56709,51$                                              | [daN]         | Résistance de l'assemblage au cisaillement |        |
| $V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$                                   | $0,02 < 1,00$ | vérifié                                    | (0,02) |
| $V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$         | $0,02 < 1,00$ | vérifié                                    | (0,02) |

## CONTROLE DES RAIDISSEURS

### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

|                 |                    |                                                             |
|-----------------|--------------------|-------------------------------------------------------------|
| $M_1 = 579,17$  | [daN*m]            | Moment fléchissant du raidisseur                            |
| $Q_1 = 9652,84$ | [daN]              | Effort tranchant du raidisseur                              |
| $Z_s = 40$      | [mm]               | Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque) |
| $I_s = 2281,11$ | [cm <sup>4</sup> ] | Moment d'inertie du raidisseur                              |

### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

|                                                                                                                   |                                  |                                                                |                         |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------|----------------------------------------------------------------|-------------------------|
| $M_1 =$                                                                                                           | 579,17 [daN*m]                   | Moment fléchissant du raidisseur                               |                         |
| $\sigma_d =$                                                                                                      | 373629,81 [daN/m <sup>2</sup> ]  | Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle     | EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)] |
| $\sigma_g =$                                                                                                      | 4196537,33 [daN/m <sup>2</sup> ] | Contrainte normale dans les fibres supérieures                 | EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)] |
| $\tau =$                                                                                                          | 4468908,46 [daN/m <sup>2</sup> ] | Contrainte tangentielle dans le raidisseur                     | EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)] |
| $\sigma_z =$                                                                                                      | 7749388,85 [daN/m <sup>2</sup> ] | Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle | EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)] |
| $\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) 0,31 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,31) |                                  |                                                                |                         |

### SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

|                                                                                                                                                 |                                  |                                                  |             |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------|--------------------------------------------------|-------------|
| $\sigma_{\perp} =$                                                                                                                              | 8702401,18 [daN/m <sup>2</sup> ] | Contrainte normale dans la soudure               | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{\perp} =$                                                                                                                                | 8702401,18 [daN/m <sup>2</sup> ] | Contrainte tangentielle perpendiculaire          | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{yII} =$                                                                                                                                  | -27641,97 [daN/m <sup>2</sup> ]  | Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{zII} =$                                                                                                                                  | -710087,47 [daN/m <sup>2</sup> ] | 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)] |
| $\sigma_{\perp} / (0.9*f_u/\gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) 0,28 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,28)                                                       |                                  |                                                  |             |
| $\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0(\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1) 0,43 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,43)   |                                  |                                                  |             |
| $\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0(\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1) 0,34 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,34) |                                  |                                                  |             |

### SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

#### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

|                                                                                                                                       |                                   |                                         |             |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------------|-------------|
| $\sigma_{\perp} =$                                                                                                                    | 15167978,27 [daN/m <sup>2</sup> ] | Contrainte normale dans la soudure      | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{\perp} =$                                                                                                                      | 15167978,27 [daN/m <sup>2</sup> ] | Contrainte tangentielle perpendiculaire | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{II} =$                                                                                                                         | 10725380,29 [daN/m <sup>2</sup> ] | Contrainte tangentielle parallèle       | [4.5.3.(7)] |
| $\sigma_z =$                                                                                                                          | 35572062,17 [daN/m <sup>2</sup> ] | Contrainte totale équivalente           | [4.5.3.(7)] |
| $\beta_W =$                                                                                                                           | 0,85                              | Coefficient dépendant de la résistance  | [4.5.3.(7)] |
| $\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,88 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,88) |                                   |                                         |             |

### SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

#### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

|                                                                                                                                       |                                   |                                         |             |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------------|-------------|
| $\sigma_{\perp} =$                                                                                                                    | 11375983,71 [daN/m <sup>2</sup> ] | Contrainte normale dans la soudure      | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{\perp} =$                                                                                                                      | 11375983,71 [daN/m <sup>2</sup> ] | Contrainte tangentielle perpendiculaire | [4.5.3.(7)] |
| $\tau_{II} =$                                                                                                                         | 13052379,59 [daN/m <sup>2</sup> ] | Contrainte tangentielle parallèle       | [4.5.3.(7)] |
| $\sigma_z =$                                                                                                                          | 32074068,34 [daN/m <sup>2</sup> ] | Contrainte totale équivalente           | [4.5.3.(7)] |
| $\beta_W =$                                                                                                                           | 0,85                              | Coefficient dépendant de la résistance  | [4.5.3.(7)] |
| $\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,79 < 1,00 <b>vérifié</b> (0,79) |                                   |                                         |             |

### RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

#### Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

|                                                                                |                     |                                                     |                |
|--------------------------------------------------------------------------------|---------------------|-----------------------------------------------------|----------------|
| $b_{eff} =$                                                                    | 112 [mm]            | Largeur efficace de la semelle de tronçon T         | [6.2.5.(3)]    |
| $l_{eff} =$                                                                    | 340 [mm]            | Longueur efficace de la semelle de tronçon en T     | [6.2.5.(3)]    |
| $k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff}) / (1.275 * E)}$                    |                     |                                                     |                |
| $k_{13,y} =$                                                                   | 22 [mm]             | Coef. de rigidité du béton comprimé                 | [Tableau 6.11] |
| $l_{eff} = 240$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5] |                     |                                                     |                |
| $m =$                                                                          | 57 [mm]             | Pince boulon-bord de renforcement                   | [6.2.6.5]      |
| $k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$                                   |                     |                                                     |                |
| $k_{15,y} =$                                                                   | 9 [mm]              | Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction | [Tableau 6.11] |
| $L_b = 265$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]          |                     |                                                     |                |
| $k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$                                                   |                     |                                                     |                |
| $k_{16,y} =$                                                                   | 3 [mm]              | Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction   | [Tableau 6.11] |
| $\lambda_{0,y} = 0,35$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]                      |                     |                                                     |                |
| $S_{j,ini,y} =$                                                                | 10934227,83 [daN*m] | Rigidité en rotation initiale                       | [Tableau 6.12] |

|                                                   |                     |                                                     |                |
|---------------------------------------------------|---------------------|-----------------------------------------------------|----------------|
| $\lambda_{0,y} =$                                 | 0,35                | Elancement du poteau                                | [5.2.2.5.(2)]  |
| $S_{j,rig,y} =$                                   | 15983017,65 [daN*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)]  |
| <b>Moment fléchissant <math>M_{j,Ed,z}</math></b> |                     |                                                     |                |
| $k_{13,z} = E_c \sqrt{(A_{c,z}) / (1.275 * E)}$   |                     |                                                     |                |
| $k_{13,z} =$                                      | 26 [mm]             | Coef. de rigidité du béton comprimé                 | [Tableau 6.11] |
| $l_{eff} =$                                       | 213 [mm]            | Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2     | [6.2.6.5]      |
| $m =$                                             | 57 [mm]             | Pince boulon-bord de renforcement                   | [6.2.6.5]      |
| $k_{15,z} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$      |                     |                                                     |                |
| $k_{15,z} =$                                      | 8 [mm]              | Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction | [Tableau 6.11] |
| $L_b =$                                           | 265 [mm]            | Longueur efficace du boulon d'ancrage               | [Tableau 6.11] |
| $k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$                      |                     |                                                     |                |
| $k_{16,z} =$                                      | 3 [mm]              | Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction   | [Tableau 6.11] |
| $\lambda_{0,z} =$                                 | 0,59                | Elancement du poteau                                | [5.2.2.5.(2)]  |
| $S_{j,ini,z} =$                                   | 15737809,24 [daN*m] | Rigidité en rotation initiale                       | [6.3.1.(4)]    |
| $S_{j,rig,z} =$                                   | 5700491,18 [daN*m]  | Rigidité de l'assemblage rigide                     | [5.2.2.5]      |
| $S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$                    |                     | RIGIDE                                              | [5.2.2.5.(2)]  |

### COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

RAIDISSEUR - SOUDURES VERTICALES

### REMARQUES

Epaisseur des soudures horizontales des raidisseurs trop faible. 2 [mm] < 3 [mm]  
 Epaisseur des soudures verticales des raidisseurs trop faible. 2 [mm] < 3 [mm]

|                                                      |       |      |
|------------------------------------------------------|-------|------|
| <b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b> | Ratio | 0,88 |
|------------------------------------------------------|-------|------|

## X.4. Calcul d'ancrage du pied de poteau articulé

Un pied de poteau articulé est une configuration où le poteau est connecté aux fondations de manière flexible, permettant une certaine liberté de mouvement et de rotation. Contrairement au pied de poteau encasté, il permet au poteau de subir des déformations et des rotations limitées en réponse aux charges et aux contraintes appliquées. Cette articulation réduit les contraintes et les moments de flexion sur le poteau, offrant ainsi une certaine souplesse à la structure.

### X.4.1. Potelet IPE360

Le pied de poteau le plus sollicité est au nœud 19 :

$$\begin{cases} N = 6,3 \text{ KN} \\ T_x = 6,4 \text{ KN} \\ M = 0 \text{ KN.M} \end{cases}$$

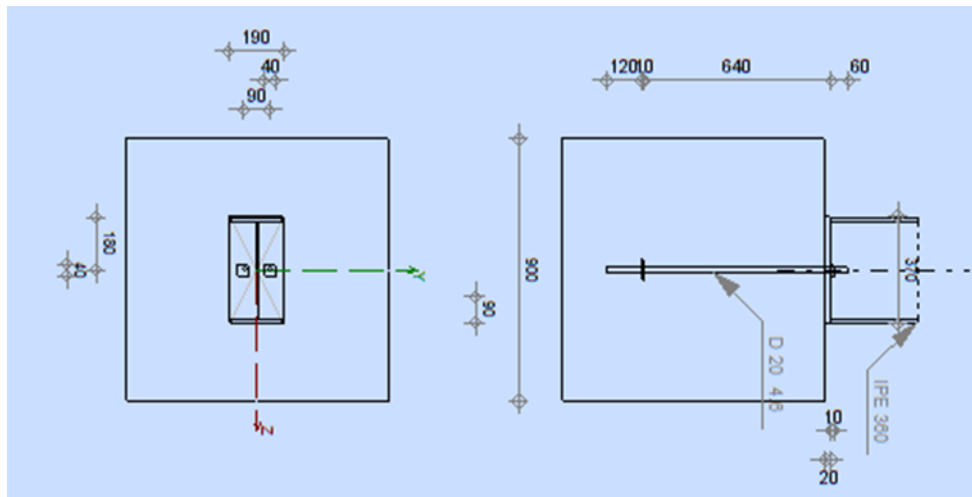


Figure X.15 dimensions de la platine

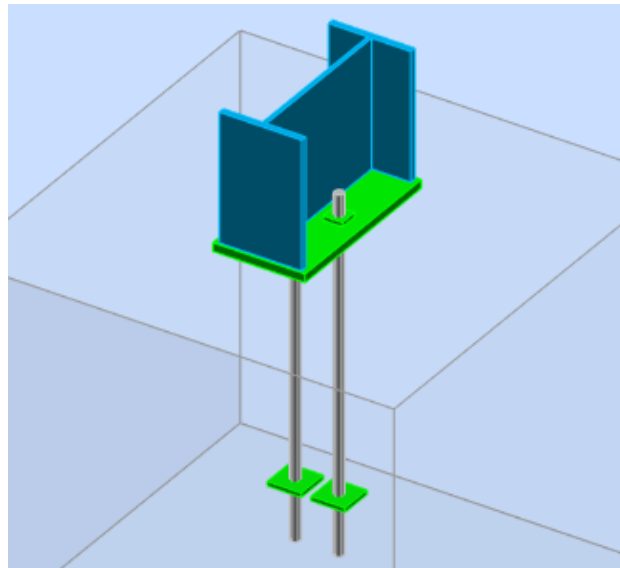


Figure X.16 ancrages du poteau IPE360

**a. Tige d'ancrage**

On a utilisé des tiges d'ancrage diamètre de  $\varnothing 20$  avec une class 4.6, et un section  $A_s=2,45\text{cm}^2$

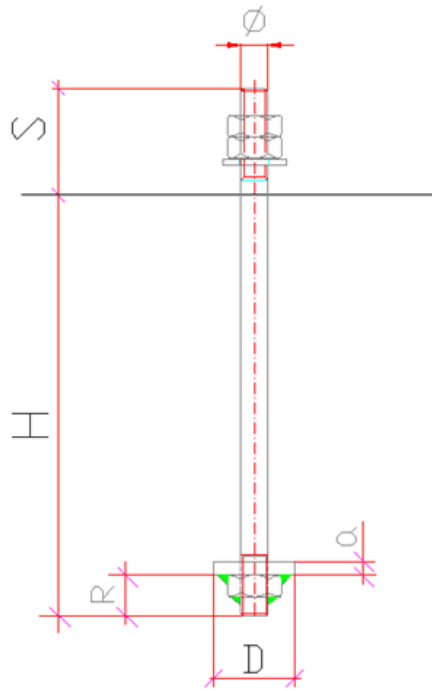


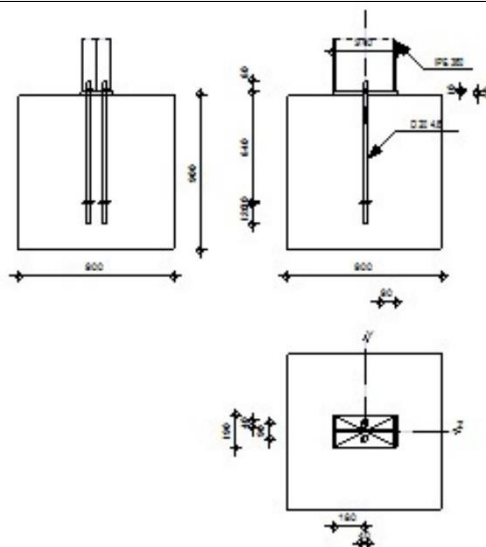
Figure X.17 schéma de la tige d'ancrage

**b. Les dimensions de la Platine**

Les dimensions de la Platine : 370x190x20 mm<sup>3</sup>

➤ On utilise le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 :

|                                                                                     |                                                                                                                                                         |                                                                                                                                                                        |
|-------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|  | <p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019</p> <p><b>Calcul du Pied de Poteau articulé</b></p> <p>Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p> | <div style="text-align: center;"> <br/>             Ratio<br/> <b>0,84</b> </div> |
|-------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|



### GENERAL

---

Assemblage N°: 161  
Nom de l'assemblage : Pied de poteau articulé  
Noeud de la structure: 627  
Barres de la structure: 414

### GEOMETRIE

---

#### POTEAU

Profilé: IPE 360  
Barre N°: 414  
 $L_c = 11,25$  [m] Longueur du poteau  
 $\alpha = 90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 360$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 170$  [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  
 $r_c = 18$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 72,73$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 16265,60$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
Matériau: S 275  
 $f_{yc} = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance  
 $f_{uc} = 43000000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance ultime du matériau

#### PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 370$  [mm] Longueur  
 $b_{pd} = 190$  [mm] Largeur  
 $t_{pd} = 20$  [mm] Epaisseur  
Matériau: S 275  
 $f_{ypd} = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance  
 $f_{upd} = 43000000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance ultime du matériau

#### ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe de tiges d'ancrage  
 $f_{yb} = 24000000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Limite de plasticité du matériau du boulon  
 $f_{ub} = 40000000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] 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  
 $n = 2$  Nombre de rangées des boulons  
 $e_v = 90$  [mm] Entraxe

#### Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$  [mm]  
 $L_2 = 640$  [mm]  
 $L_3 = 120$  [mm]

#### Plaque d'ancrage

$l_p = 70$  [mm] Longueur  
 $b_p = 70$  [mm] Largeur  
 $t_p = 10$  [mm] Epaisseur

Matériau: S 275  
 $f_y = 27500000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance

## Platine

$l_{wd} = 40$  [mm] Longueur  
 $b_{wd} = 40$  [mm] Largeur  
 $t_{wd} = 10$  [mm] Epaisseur

## COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,10$  Coefficient de sécurité partiel  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel  
 $\gamma_C = 1,50$  Coefficient de sécurité partiel

## SEMELLE ISOLEE

$L = 900$  [mm] Longueur de la semelle  
 $B = 900$  [mm] Largeur de la semelle  
 $H = 900$  [mm] Hauteur de la semelle

## Béton

Classe C20/25  
 $f_{ck} = 2000000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance caractéristique à la compression

## Mortier de calage

$t_g = 0$  [mm] Epaisseur du mortier de calage  
 $f_{ck,g} = 1200000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] 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

Cas: 148:  $ELU/71=1*1.00 + 4*1.50 \quad 1*1.00+4*1.50$

$N_{j,Ed} = -630,11$  [daN] Effort axial  
 $V_{j,Ed,y} = -0,00$  [daN] Effort tranchant  
 $V_{j,Ed,z} = -6410,65$  [daN] Effort tranchant

## RESULTATS

### ZONE COMPRIMEE

#### COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 1333333,3$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1: [3.1.6.(1)]  
 $f_j = 2401200,9$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]  
 $c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$   
 $c = 37$  [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]  
 $b_{eff} = 55$  [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]  
 $l_{eff} = 190$  [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]  
 $A_{c0} = 104,42$  [cm<sup>2</sup>] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1: [6.7.(3)]  
 $A_{c1} = 939,79$  [cm<sup>2</sup>] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1: [6.7.(3)]  
 $F_{rd} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

$F_{rd,u} = 41768,44$  [daN] 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)]  
 $f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$   
 $f_{jd} = 2666666,67$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 423,45$  [cm<sup>2</sup>] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]  
 $F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$   
 $F_{c,Rd,n} = 112921,29$  [daN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

#### RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$   
 $N_{j,Rd} = 112921,29$  [daN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]

### CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$  (6.24)  $0,01 < 1,00$  **vérifié** (0,01)

### 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]  
 $F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$   
 $F_{1,vb,Rd,y} = 26060,61$  [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

##### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 2,80$  Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]  
 $\alpha_{b,z} = 0,93$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{1,vb,Rd}$  [Tableau 3.4]  
 $k_{1,z} = 2,50$  Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]  
 $F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$   
 $F_{1,vb,Rd,z} = 32000,00$  [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

#### CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,37$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{2,vb,Rd}$  [6.2.2.(7)]  
 $A_{vb} = 3,14$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]  
 $f_{ub} = 40000000,00$  [daN/m<sup>2</sup>] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]  
 $F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$   
 $F_{2,vb,Rd} = 3699,54$  [daN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

#### GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]  
 $N_{c,Ed} = 630,11$  [daN] Effort de compression [6.2.2.(6)]  
 $F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$   
 $F_{f,Rd} = 189,03$  [daN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

#### CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$   
 $V_{j,Rd,y} = 7588,11$  [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement  
 $V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$   $0,00 < 1,00$  **vérifié** (0,00)  
 $V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$   
 $V_{j,Rd,z} = 7588,11$  [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement  
 $V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,84 < 1,00$  **vérifié** (0,84)  
 $V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,84 < 1,00$  **vérifié** (0,84)

**SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE**

|                                                                                                                                |             |                       |                                                  |                       |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------|-----------------------|--------------------------------------------------|-----------------------|
| $\sigma_{\perp} =$                                                                                                             | 50129,59    | [daN/m <sup>2</sup> ] | Contrainte normale dans la soudure               | [4.5.3.(7)]           |
| $\tau_{\perp} =$                                                                                                               | 50129,59    | [daN/m <sup>2</sup> ] | Contrainte tangentielle perpendiculaire          | [4.5.3.(7)]           |
| $\tau_{yII} =$                                                                                                                 | -1,30       | [daN/m <sup>2</sup> ] | Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ | [4.5.3.(7)]           |
| $\tau_{zII} =$                                                                                                                 | -1915915,18 | [daN/m <sup>2</sup> ] | 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)]           |
| $\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$                                                        |             |                       |                                                  |                       |
|                                                                                                                                | 0,00        | <                     | 1,00                                             | <b>vérifié</b> (0,00) |
| $\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$   |             |                       |                                                  |                       |
|                                                                                                                                | 0,00        | <                     | 1,00                                             | <b>vérifié</b> (0,00) |
| $\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)}$ |             |                       |                                                  |                       |
|                                                                                                                                | 0,08        | <                     | 1,00                                             | <b>vérifié</b> (0,08) |

**COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:**

FONDATION EN PRESSION DIAMETRALE

|                                                      |       |      |
|------------------------------------------------------|-------|------|
| <b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b> | Ratio | 0,84 |
|------------------------------------------------------|-------|------|

**X.5.Conclusion**

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer la nature des tiges d'ancrage capables de résister à l'effort d'arrachement provoqué par les combinaisons de charges les plus défavorables.

# **CHAPITRE XI**

## **FONDATIONS**

## Chapitre XI : Fondations

### XI.1. Introduction

Un ouvrage quelle que soient sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations. Ainsi, quelque soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation.

La structure porteuse d'un ouvrage supporte différentes charges telles que:

- des charges verticales:
  - comme les charges permanentes telles que le poids des éléments porteurs, le poids des éléments non porteurs,
  - comme les charges variables telles que le poids des meubles, le poids des personnes..., le poids de la neige,
- des charges horizontales (ou obliques):
  - comme des charges permanentes telles que la poussée des terres,
  - comme les charges variables telles que la poussée de l'eau ou du vent

Les deux types de fondations sont:

- les fondations superficielles
- les fondations profondes

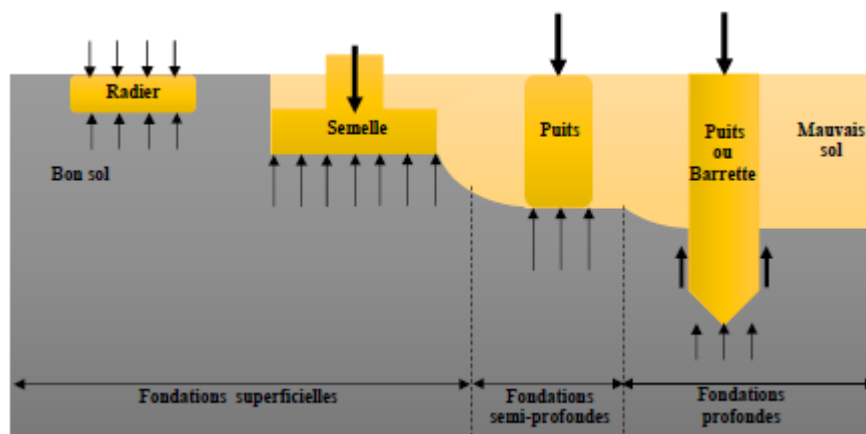


Figure XI.1 Les différents types de fondation

### **XI.2. Choix du type de fondation**

Les fondations sont des éléments destinés à transmettre les charges de la superstructure au sol dans les meilleures conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- Caractéristiques du sol.
- Type de construction.
- Charge apportées par la structure.
- Solution économique et facilité de réalisation.
- Stabilité totale du bâtiment.

**Nous avons opté dans notre cas d'étude pour une semelle superficiel isolé**

### **XI.3. Étude du sol**

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier et il est indispensable de posséder des renseignements sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain de fondation.

Avant de commencer l'étude de l'infrastructure il est nécessaire d'effectuer sur le sol des essais  
qui comprennent :

- Des essais in situ
- Des essais au laboratoire.

#### **➤ Essais in situ**

- Le sondage carotté : Il permet d'établir une coupe géotechnique
- Essai pénétrométrique : Il permet la mesure de la résistance dynamique qui permet d'apprécier l'homogénéité du site et d'estimer à partir des formules la force portante des fondations

#### **➤ Essais au laboratoire:**

- Essai d'identification physique.
- Essai mécanique.
- Analyse chimique.

#### XI.4. Les Fondations superficielles

Les fondations superficielles sont définies par trois dimensions : la largeur  $B$ , la longueur  $L$  et la profondeur  $h$  dont le rapport définit l'appartenance à une catégorie spécifique. Elles sont classées dans trois groupes :

- les semelles isolées : sous poteau : sont des dalles carrées ( $B=L$ ) ou rectangulaires ( $B < L < 5B$ ) ou circulaires ( $B=2R$ ) supportant un poteau.
- les semelles filantes sous mur ou sous poteau : sont des semelles rectangulaires dont la largeur  $B$  est petite par rapport à sa longueur  $L$  infinie ( $L > 5B$ )
- les radiers généraux : sont des semelles de grande dimension ( $B$  et  $L$  sont de plusieurs mètres) portant la totalité de l'ouvrage

En général, on dit qu'une fondation est superficielle lorsque sa plus petite dimension est plus grande que la profondeur minimale de son niveau d'encrage au bon sol avec un rapport défini par le DTR<sup>1</sup>:

$$D/B \leq 1.5$$

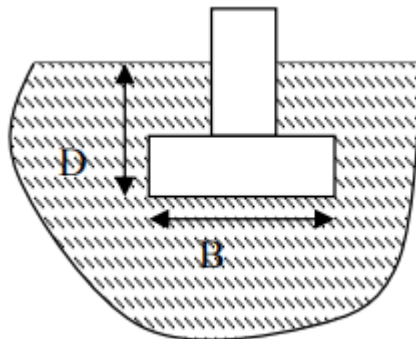


Figure XI.2 Représentation de  $D$  et  $B$

#### XI.5. Calcul des fondations

- **Procédure de calcul**
  - Implantation des nœuds des pieds de poteaux
  - Les efforts internes
  - Dimensionnement des semelles
  - Méthode de calcul
  - Le ferrailage

---

<sup>1</sup> DTR-BC 2.331, Page 10, titre 1

### XI.5.1. Implantation des nœuds

Voici ci joint l'implantation des nœuds de poteau dans notre structure à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis.

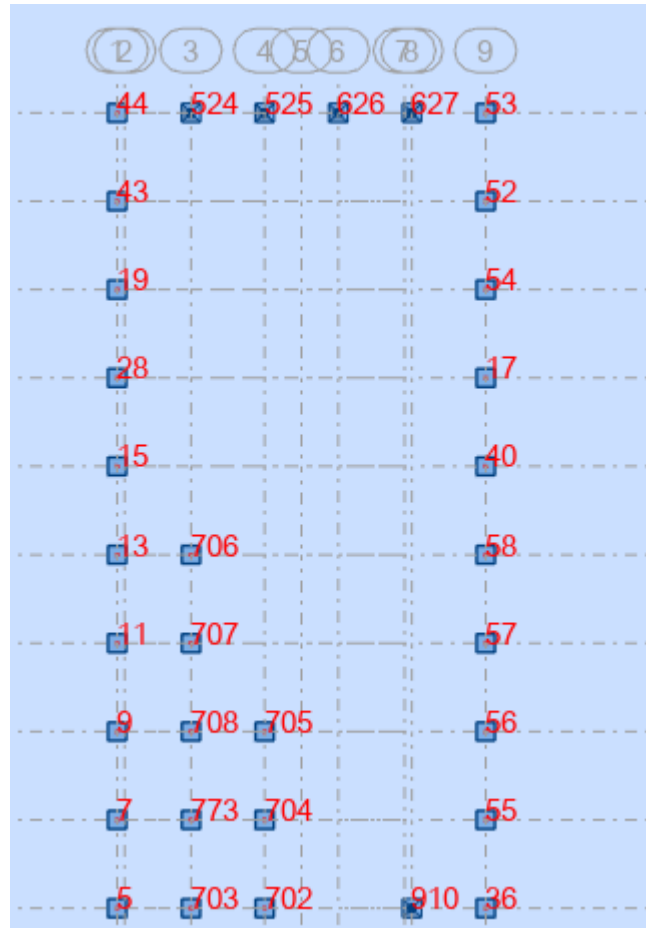


Figure XII.3 Implantation des nœuds de poteaux sur Robot

### XI.5.2. Les efforts sollicitant maximal et minimal au niveau des différents pieds de poteau de l'hangar

Nous avons déterminé à partir du logiciel Robot Structural Analysis, les poteaux les plus sollicités suivant les combinaisons de charge ELS, ELU et sous chargement sismique pour ensuite dimensionner les semelles.

#### XI.5.2.1. Poteau sous palée de stabilité

##### 1. Sous combinaison à l'ELS

- Le couple ( $N_{max}$ ,  $M_{correspondant}$ )

|       | FX [daN] | FY [daN] | FZ [daN] | MX [daNm] | MY [daNm] | MZ [daNm] |
|-------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|
| MAX   | 3484,02  | -3435,05 | 33069,32 | 440,12    | 6881,68   | -0,49     |
| Noeud | 7        | 7        | 7        | 7         | 7         | 7         |
| Cas   | 237 (C)  | 237 (C)  | 237 (C)  | 237 (C)   | 237 (C)   | 237 (C)   |

- Le couple ( $N_{min}$ ,  $M_{correspondant}$ )

|       |          |         |         |         |          |         |
|-------|----------|---------|---------|---------|----------|---------|
| MIN   | -1572,25 | 1937,35 | 9171,85 | -303,71 | -7656,02 | 0,95    |
| Noeud | 7        | 7       | 7       | 7       | 7        | 7       |
| Cas   | 208 (C)  | 208 (C) | 208 (C) | 208 (C) | 208 (C)  | 208 (C) |

## 2. Sous combinaison à l'ELU

- Le couple ( $N_{max}$ ,  $M_{correspondant}$ )

|       | FX [daN] | FY [daN] | FZ [daN] | MX [daNm] | MY [daNm] | MZ [daNm] |
|-------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|
| MAX   | 4947,16  | -5137,90 | 46883,40 | 664,59    | 9867,65   | -0,72     |
| Noeud | 7        | 7        | 7        | 7         | 7         | 7         |
| Cas   | 164 (C)  | 164 (C)  | 164 (C)  | 164 (C)   | 164 (C)   | 164 (C)   |

- Le couple ( $N_{min}$ ,  $M_{correspondant}$ )

|       |          |         |         |         |           |         |
|-------|----------|---------|---------|---------|-----------|---------|
| MIN   | -3287,91 | 2954,94 | 4689,16 | -440,85 | -13000,25 | 1,48    |
| Noeud | 7        | 7       | 7       | 7       | 7         | 7       |
| Cas   | 148 (C)  | 148 (C) | 148 (C) | 148 (C) | 148 (C)   | 148 (C) |

## 3. Sismique

- Le couple ( $N_{max}$ ,  $M_{correspondant}$ )

|       | FX [daN]     | FY [daN]     | FZ [daN]     | MX [daNm]    | MY [daNm]    | MZ [daNm]    |
|-------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| MAX   | 6587,53      | 17107,88     | 53525,06     | 2521,55      | 13591,06     | 1,53         |
| Noeud | 7            | 7            | 7            | 7            | 7            | 7            |
| Cas   | 12 (C) (CQC) | 12 (C) (CQC) | 12 (C) (CQC) | 12 (C) (CQC) | 12 (C) (CQC) | 12 (C) (CQC) |

- Le couple (  $N_{\min}$ ,  $M_{\text{correspondant}}$  )

|       |              |              |              |              |              |              |
|-------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| MIN   | -1206,94     | -14291,93    | -8889,55     | -2176,76     | -3942,22     | -1,58        |
| Noeud | 7            | 7            | 7            | 7            | 7            | 7            |
| Cas   | 18 (C) (CQC) | 18 (C) (CQC) | 18 (C) (CQC) | 18 (C) (CQC) | 18 (C) (CQC) | 18 (C) (CQC) |
|       |              |              |              |              |              |              |

### XI.5.2.2. Poteau hangar HEA450

#### 1. Sous combinaison à l'ELS

- Le couple (  $N_{\max}$ ,  $M_{\text{correspondant}}$  )

|       | FX [daN] | FY [daN] | FZ [daN] | MX [daNm] | MY [daNm] | MZ [daNm] |
|-------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|
| MAX   | 3791,30  | 26,05    | 33380,71 | -63,18    | 8941,40   | -0,20     |
| Noeud | 11       | 11       | 11       | 11        | 11        | 11        |
| Cas   | 204 (C)  | 204 (C)  | 204 (C)  | 204 (C)   | 204 (C)   | 204 (C)   |
|       |          |          |          |           |           |           |

- Le couple (  $N_{\min}$ ,  $M_{\text{correspondant}}$  )

|       |          |         |          |         |          |         |
|-------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|
| MIN   | -2270,23 | 132,24  | 11674,39 | -314,19 | -8901,67 | 0,73    |
| Noeud | 11       | 11      | 11       | 11      | 11       | 11      |
| Cas   | 228 (C)  | 228 (C) | 228 (C)  | 228 (C) | 228 (C)  | 228 (C) |
|       |          |         |          |         |          |         |

#### 1. Sous combinaison à l'ELU

- Le couple (  $N_{\max}$ ,  $M_{\text{correspondant}}$  )

|       | FX [daN] | FY [daN] | FZ [daN] | MX [daNm] | MY [daNm] | MZ [daNm] |
|-------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|
| MAX   | 5370,37  | 37,04    | 47056,28 | -90,28    | 12840,44  | -0,29     |
| Noeud | 11       | 11       | 11       | 11        | 11        | 11        |
| Cas   | 136 (C)  | 136 (C)  | 136 (C)  | 136 (C)   | 136 (C)   | 136 (C)   |
|       |          |          |          |           |           |           |

- Le couple (  $N_{\min}$ ,  $M_{\text{correspondant}}$  )

|       |          |         |          |         |           |         |
|-------|----------|---------|----------|---------|-----------|---------|
| MIN   | -7434,81 | 185,11  | -3085,34 | -432,77 | -24949,48 | 1,45    |
| Noeud | 11       | 11      | 11       | 11      | 11        | 11      |
| Cas   | 148 (C)  | 148 (C) | 148 (C)  | 148 (C) | 148 (C)   | 148 (C) |
|       |          |         |          |         |           |         |

## 2. Sismique

- Le couple (  $N_{\max}$ ,  $M_{\text{correspondant}}$  )

|       | FX [daN]     | FY [daN]     | FZ [daN]     | MX [daNm]    | MY [daNm]    | MZ [daNm]    |
|-------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| MAX   | 7838,83      | 1068,75      | 30725,56     | 2500,97      | 17260,84     | 1,56         |
| Noeud | 11           | 11           | 11           | 11           | 11           | 11           |
| Cas   | 12 (C) (CQC) | 12 (C) (CQC) | 12 (C) (CQC) | 12 (C) (CQC) | 12 (C) (CQC) | 12 (C) (CQC) |

- Le couple (  $N_{\min}$ ,  $M_{\text{correspondant}}$  )

|       |              |              |              |              |              |              |
|-------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| MIN   | -1474,11     | -858,33      | 15040,20     | -2158,30     | -4671,42     | -1,60        |
| Noeud | 11           | 11           | 11           | 11           | 11           | 11           |
| Cas   | 18 (C) (CQC) | 18 (C) (CQC) | 18 (C) (CQC) | 18 (C) (CQC) | 18 (C) (CQC) | 18 (C) (CQC) |

### XI.5.2.3. Poteau plancher

#### 1. Sous combinaison à l'ELS

- Le couple (  $N_{\max}$ ,  $M_{\text{correspondant}}$  )

|       | FX [daN] | FY [daN] | FZ [daN] | MX [daNm] | MY [daNm] | MZ [daNm] |
|-------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|
| MAX   | 588,21   | -2,98    | 39230,62 | 17,82     | 904,18    | -0,05     |
| Noeud | 773      | 773      | 773      | 773       | 773       | 773       |
| Cas   | 205 (C)  | 205 (C)  | 205 (C)  | 205 (C)   | 205 (C)   | 205 (C)   |

- Le couple (  $N_{\min}$ ,  $M_{\text{correspondant}}$  )

|       |         |         |          |         |         |         |
|-------|---------|---------|----------|---------|---------|---------|
| MIN   | 759,21  | 1,68    | 27936,30 | 5,39    | 1268,03 | -0,04   |
| Noeud | 773     | 773     | 773      | 773     | 773     | 773     |
| Cas   | 202 (C) | 202 (C) | 202 (C)  | 202 (C) | 202 (C) | 202 (C) |

#### 2. Sous combinaison à l'ELU

- Le couple (  $N_{\max}$ ,  $M_{\text{correspondant}}$  )

|       | FX [daN] | FY [daN] | FZ [daN] | MX [daNm] | MY [daNm] | MZ [daNm] |
|-------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|
| MAX   | 839,19   | -4,39    | 54583,46 | 25,94     | 1291,51   | -0,07     |
| Noeud | 773      | 773      | 773      | 773       | 773       | 773       |
| Cas   | 137 (C)  | 137 (C)  | 137 (C)  | 137 (C)   | 137 (C)   | 137 (C)   |

➤ Le couple (  $N_{\min}$ ,  $M_{\text{correspondant}}$  )

|       |          |         |          |         |          |         |
|-------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|
| MIN   | -1569,98 | 149,95  | 29774,37 | -364,05 | -2776,72 | 0,25    |
| Noeud | 773      | 773     | 773      | 773     | 773      | 773     |
| Cas   | 148 (C)  | 148 (C) | 148 (C)  | 148 (C) | 148 (C)  | 148 (C) |

### 3. Sismique

➤ Le couple (  $N_{\max}$ ,  $M_{\text{correspondant}}$  )

|       | FX [daN]     | FY [daN]     | FZ [daN]     | MX [daNm]    | MY [daNm]    | MZ [daNm]    |
|-------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| MAX   | -979,07      | -25,16       | 40283,81     | -29,18       | -1757,13     | 0,06         |
| Noeud | 773          | 773          | 773          | 773          | 773          | 773          |
| Cas   | 11 (C) (CQC) | 11 (C) (CQC) | 11 (C) (CQC) | 11 (C) (CQC) | 11 (C) (CQC) | 11 (C) (CQC) |

➤ Le couple (  $N_{\min}$ ,  $M_{\text{correspondant}}$  )

|       |              |              |              |              |              |              |
|-------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| MIN   | 1535,47      | 18,28        | 21856,78     | 45,26        | 2561,72      | -0,10        |
| Noeud | 773          | 773          | 773          | 773          | 773          | 773          |
| Cas   | 17 (C) (CQC) | 17 (C) (CQC) | 17 (C) (CQC) | 17 (C) (CQC) | 17 (C) (CQC) | 17 (C) (CQC) |

#### XI.5.2.4. Potelet

##### 1. Sous combinaison ELS

- Le couple (  $N_{\max}$ ,  $M_{\text{correspondant}}$  )

|       | FX [daN] | FY [daN] | FZ [daN] | MX [daNm] | MY [daNm] | MZ [daNm] |
|-------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|
| MAX   | 0,00     | -0,00    | 658,11   | -0,00     | -0,00     | 0,00      |
| Noeud | 626      | 626      | 626      | 626       | 626       | 626       |
| Cas   | 201 (C)  | 201 (C)  | 201 (C)  | 201 (C)   | 201 (C)   | 201 (C)   |
| MIN   | 0,00     | -0,00    | 658,11   | -0,00     | -0,00     | 0,00      |
| Noeud | 626      | 626      | 626      | 626       | 626       | 626       |
| Cas   | 201 (C)  | 201 (C)  | 201 (C)  | 201 (C)   | 201 (C)   | 201 (C)   |

- Le couple (  $N_{\min}$ ,  $M_{\text{correspondant}}$  )

|       |         |         |         |         |         |         |
|-------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| MIN   | 0,00    | -0,00   | 658,11  | -0,00   | -0,00   | 0,00    |
| Noeud | 626     | 626     | 626     | 626     | 626     | 626     |
| Cas   | 201 (C) | 201 (C) | 201 (C) | 201 (C) | 201 (C) | 201 (C) |

## 2. Sous combinaison ELU

- Le couple (  $N_{\max}$ ,  $M_{\text{correspondant}}$  )

|       | FX [daN] | FY [daN] | FZ [daN] | MX [daNm] | MY [daNm] | MZ [daNm] |
|-------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|
| MAX   | 0,00     | -0,00    | 888,45   | -0,00     | -0,00     | 0,00      |
| Noeud | 626      | 626      | 626      | 626       | 626       | 626       |
| Cas   | 133 (C)  | 133 (C)  | 133 (C)  | 133 (C)   | 133 (C)   | 133 (C)   |
| MIN   | 0,00     | -0,00    | 888,45   | -0,00     | -0,00     | 0,00      |
| Noeud | 626      | 626      | 626      | 626       | 626       | 626       |
| Cas   | 133 (C)  | 133 (C)  | 133 (C)  | 133 (C)   | 133 (C)   | 133 (C)   |

- Le couple (  $N_{\min}$ ,  $M_{\text{correspondant}}$  )

|       |         |         |         |         |         |         |
|-------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| MIN   | 0,00    | -0,00   | 658,11  | -0,00   | -0,00   | 0,00    |
| Noeud | 626     | 626     | 626     | 626     | 626     | 626     |
| Cas   | 138 (C) | 138 (C) | 138 (C) | 138 (C) | 138 (C) | 138 (C) |

## 3. Sismique

- Le couple (  $N_{\max}$ ,  $M_{\text{correspondant}}$  )

|       | FX [daN]     | FY [daN]     | FZ [daN]     | MX [daNm]    | MY [daNm]    | MZ [daNm]    |
|-------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| MAX   | 0,00         | 0,00         | 658,11       | 0,00         | 0,00         | 0,00         |
| Noeud | 626          | 626          | 626          | 626          | 626          | 626          |
| Cas   | 12 (C) (CQC) | 12 (C) (CQC) | 12 (C) (CQC) | 12 (C) (CQC) | 12 (C) (CQC) | 12 (C) (CQC) |
| MIN   | 0,00         | 0,00         | 658,11       | 0,00         | 0,00         | 0,00         |
| Noeud | 626          | 626          | 626          | 626          | 626          | 626          |
| Cas   | 12 (C) (CQC) | 12 (C) (CQC) | 12 (C) (CQC) | 12 (C) (CQC) | 12 (C) (CQC) | 12 (C) (CQC) |

➤ Le couple (  $N_{\min}$ ,  $M_{\text{correspondant}}$  )

|       |              |              |              |              |              |              |
|-------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| MIN   | 0,00         | 0,00         | 526,49       | -0,00        | -0,00        | 0,00         |
| Noeud | 626          | 626          | 626          | 626          | 626          | 626          |
| Cas   | 15 (C) (CQC) | 15 (C) (CQC) | 15 (C) (CQC) | 15 (C) (CQC) | 15 (C) (CQC) | 15 (C) (CQC) |

### XI.5.3. Conclusion de l'étude géotechnique du sol

En se basant sur les résultats des essais in-situ ainsi que ceux des essais de laboratoire obtenus, nous avons :

Une contrainte admissible de **1,41 bars** à partir de **2.00 m** de profondeur par rapport à la cote de terrain naturel.

**Remarque :** Les détails de la conclusion et les recommandations sont dans l'annexe E

### XI.5.4. Dimensionnement des semelles

#### XI.5.4.1. Semelle sous Poteau de palée de stabilité

On suppose la semelle carrée on prend :  $A=2,25$  m,  $B=2,25$  m

➤ Condition de rigidité

$$d \geq \max \left\{ \frac{B - b}{4}, \frac{A - a}{4} \right\}$$

Avec :

$A, B$  : dimensions de la semelle

$a, b$  : dimensions du fut

Table XI.1 Calcul de l'épaisseur de la semelle

| A-a/4 | B-b/4 | h1   | h2   | max  | opte |
|-------|-------|------|------|------|------|
| 0,325 | 0,36  | 0,36 | 0,40 | 0,40 | 0,45 |

On prend alors :  $H=0,45$  m

Voici ci-dessous un tableau récapitulatif des résultats obtenus pour le calcul du poids de la semelle et des terres :

Table XI.2 Poids de la semelle et des terres

| poids de la semelle | largeur (M) | Longueur (M) | H (m) | POIDS VOLUMIQUE t/m3 | NOMBRE | POIDS TOTAL (T) |
|---------------------|-------------|--------------|-------|----------------------|--------|-----------------|
| fut                 | 0,95        | 0,80         | 1,55  | 2,5                  | 1      | 2,95            |
| SEMELLE             | 2,25        | 2,25         | 0,45  | 2,5                  | 1      | 5,70            |
| POUTRE DE REGIDITE  | 0           | 0,0          | 0,00  | 2,5                  | 0      | 0,00            |
| g beton             | 0           | 0,0          | 0,00  | 1,7                  | 0      | 0,00            |
| TERRE               | 2,25        | 2,25         | 1,55  | 1,7                  | 1      | 11,34           |
|                     |             |              |       |                      | total  | 19,98           |

#### XI.5.4.2. Semelle sous Poteau d'Hangar

On suppose la semelle carrée on prend :  $A=3,1$  m,  $B=3,1$  m

Nous avons calculé à l'aide de la condition de rigidité cités auparavant l'épaisseur de la semelle et le résultat est représenté dans le tableau suivant :

Table XI.3 Calcul de l'épaisseur de la semelle

| A-a/4  | B-b/4 | h1   | h2   | max  | opte |
|--------|-------|------|------|------|------|
| 0,5375 | 0,575 | 0,60 | 0,64 | 0,64 | 0,7  |

On prend alors :  $H=0,7$  m

Voici ci-dessous un tableau récapitulatif des résultats obtenus pour le calcul du poids de la semelle et des terres :

Table XI.4 Poids de la semelle et des terres

| poids de la semelle | largeur (M) | Longueur (M) | H (m) | POIDS VOLUMIQUE t/m3 | NOMBRE | POIDS TOTAL (T) |
|---------------------|-------------|--------------|-------|----------------------|--------|-----------------|
| fut                 | 0,95        | 0,80         | 1,30  | 2,5                  | 1      | 2,47            |
| SEMELLE             | 3,1         | 3,10         | 0,70  | 2,5                  | 1      | 16,82           |
| POUTRE DE REGIDITE  | 0           | 0,0          | 0,00  | 2,5                  | 0      | 0,00            |
| g beton             | 0           | 0,0          | 0,00  | 1,7                  | 0      | 0,00            |
| TERRE               | 3,1         | 3,10         | 1,30  | 1,7                  | 1      | 19,56           |
|                     |             |              |       |                      | Total  | 38,85           |

#### XI.5.4.3. Semelle sous Poteau Plancher

On suppose la semelle carrée on prend : A=2 m, B=2 m

Nous avons calculé à l'aide de la condition de rigidité cités auparavant l'épaisseur de la semelle et le résultat est représenté dans le tableau suivant :

Table XI.5 Calcul de l'épaisseur de la semelle

| A-a/4  | B-b/4 | h1   | h2   | max  | opte |
|--------|-------|------|------|------|------|
| 0,2625 | 0,3   | 0,29 | 0,33 | 0,33 | 0,35 |

On prend alors : H=0,35 m

Voici ci-dessous un tableau récapitulatif des résultats obtenus pour le calcul du poids de la semelle et des terres :

Table XI.6 Poids de la semelle et des terres

| poids de la semelle | largeur (M) | Longueur (M) | H (m) | POIDS VOLUMIQUE t/m3 | NOMBRE | POIDS TOTAL (T) |
|---------------------|-------------|--------------|-------|----------------------|--------|-----------------|
| fut                 | 0,95        | 0,80         | 1,65  | 2,5                  | 1      | 3,14            |
| SEMELLE             | 2           | 2,00         | 0,35  | 2,5                  | 1      | 3,50            |
| POUTRE DE REGIDITE  | 0           | 0,0          | 0,00  | 2,5                  | 0      | 0,00            |
| g beton             | 0           | 0,0          | 0,00  | 1,7                  | 0      | 0,00            |
| TERRE               | 2           | 2,00         | 1,65  | 1,7                  | 1      | 9,09            |
|                     |             |              |       |                      | total  | 15,72           |

**XI.5.4.4. Semelle sous Poteau Potelet**

On suppose la semelle carrée on prend :  $A=1\text{ m}$  ,  $B=1\text{ m}$

Nous avons calculé à l'aide de la condition de rigidité cités auparavant l'épaisseur de la semelle et le résultat est représenté dans le tableau suivant :

**Table XI.7 Calcul de l'épaisseur de la semelle**

| $A-a/4$ | $B-b/4$ | $h_1$ | $h_2$ | max  | opte |
|---------|---------|-------|-------|------|------|
| 0,1075  | 0,1525  | 0,12  | 0,17  | 0,17 | 0,3  |

On prend alors :  $H=0,3\text{ m}$

Voici ci-dessous un tableau récapitulatif des résultats obtenus pour le calcul du poids de la semelle et des terres :

**Table XI.8 Poids de la semelle et des terres**

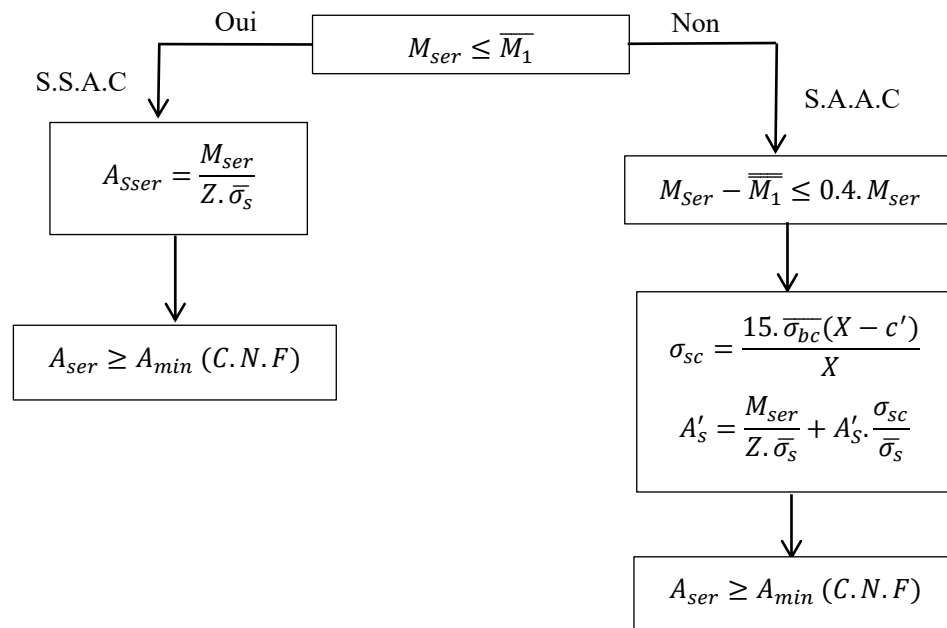
| poids de la semelle | largeur (M) | Longueur (M) | H (m) | POIDS VOLUMIQUE t/m <sup>3</sup> | NOMBRE | POIDS TOTAL (T) |
|---------------------|-------------|--------------|-------|----------------------------------|--------|-----------------|
| fut                 | 0,57        | 0,39         | 1,70  | 2,5                              | 1      | 0,94            |
| SEMELLE             | 1           | 1,00         | 0,30  | 2,5                              | 1      | 0,75            |
| POUTRE DE REGIDITE  | 0           | 0,0          | 0,00  | 2,5                              | 0      | 0,00            |
| g beton             | 0           | 0,0          | 0,00  | 1,7                              | 0      | 0,00            |
| TERRE               | 1           | 1,00         | 1,70  | 1,7                              | 1      | 2,25            |
| total               |             |              |       |                                  |        | 3,94            |

**XI.5.5. Ferrailage des semelles**

Nous avons procédé pour le calcul du ferrailage des semelles au règlement BAEL91 à l'état limite de service ELS.

**XII.5.5.1. Semelle poteau sous palée de stabilité**

Suivant BAEL91, nous devons déterminer le ferrailage de la semelle du poteau sous palée de stabilité à l'ELS pour la flexion simple à partir des étapes suivantes résumés dans l'organigramme suivant :



Où :

- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$
- pour une fissuration préjudiciable  $\overline{\sigma}_s = \text{Max}(0.5 f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$
- $\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot X \cdot \overline{\sigma}_{bc} \cdot Z$
- $A_{min} = \frac{0.23 \cdot f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d$

- Les efforts internes maximal et minimal à la base des poteaux sous palée de stabilité dus aux différentes sollicitations données par l'analyse du Logiciel Robot Structural Analysis sont présentés dans le tableau suivant :

Table XI.9 Efforts internes maximal et minimal à la base des poteaux sous palée de stabilité

| ELS max     | N1(T) | M(T.m) | ELS min     | N1(T) | M(T.m) |
|-------------|-------|--------|-------------|-------|--------|
|             | 33,38 | 6,88   |             | 9,35  | 7,81   |
| ELU max     | N1(T) | M(T.m) | ELU min     | N1(T) | M(T.m) |
|             | 46,88 | 9,86   |             | 4,78  | 13,26  |
| (Ex,Ey) max | N1(T) | M(T.m) | (Ex,Ey) min | N1(T) | M(T.m) |
|             | 53,50 | 13,59  |             | 9,15  | 4,06   |

Nous avons :

$$M = \frac{\sigma_{moy} \times L}{2}$$

Ces sollicitations (N,M) peuvent générer sur l'interface de la semelle deux types de diagrammes de contraintes dépendant de la position de N par rapport au noyau central, donc pour déterminer  $\sigma_{moy}$  nous devons déterminer la position de N.

Si  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{6}$ , alors nous avons un diagramme des contraintes en trapèze

Si  $\frac{B}{6} < e \leq \frac{B}{4}$ , nous avons alors un diagramme des contraintes triangle

**Table XI.10 Vérification de la condition  $e < B/6$**

|                     | N1 (T)       | N2 (T) | N<br>TOTAL<br>(T) | M (T.m) | M/N<br>(m) | B/6 (m) | $e < B/6$ |
|---------------------|--------------|--------|-------------------|---------|------------|---------|-----------|
| <b>ELS MAX</b>      | <b>33,38</b> | 19,98  | 53,4              | 6,88    | 0,1289     | 0,38    | <b>OK</b> |
| <b>ELS MIN</b>      | <b>9,35</b>  | 19,98  | 29,3              | 7,8     | 0,2663     | 0,38    | <b>OK</b> |
| <b>ELU MAX</b>      | <b>46,88</b> | 19,98  | 66,9              | 9,86    | 0,1475     | 0,5625  | <b>OK</b> |
| <b>ELU MIN</b>      | <b>4,78</b>  | 19,98  | 24,8              | 13,26   | 0,5356     | 0,5625  | <b>OK</b> |
| <b>SISMIQUE MAX</b> | <b>53,50</b> | 19,98  | 73,5              | 13,59   | 0,1850     | 0,5625  | <b>OK</b> |
| <b>SISMIQUE MIN</b> | <b>9,15</b>  | 19,98  | 29,1              | 4,06    | 0,1394     | 0,5625  | <b>OK</b> |

Nous avons ainsi un diagramme des contraintes en trapèze<sup>2</sup>.

Avec :

$$\sigma_1 = \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B}\right) \cdot \frac{N}{A \cdot B}$$

$$\sigma_2 = \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B}\right) \cdot \frac{N}{A \cdot B}$$

D'où :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

<sup>2</sup> DTR-BC 2.33, page 27, paragraphe 3.5411

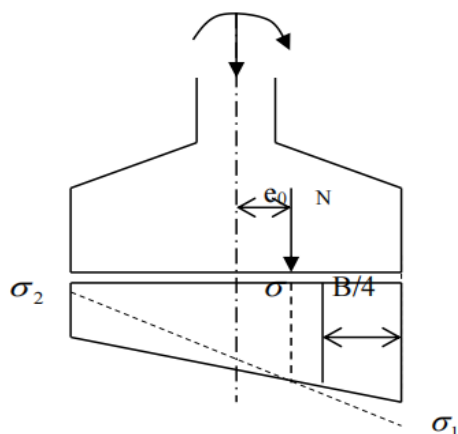


Figure XI.4 Représentation du diagrammes des contraintes

- Voici ci-dessous un tableau résumant le calcul de la contrainte moyenne  $\sigma_{moy}$

Table XI.11 Calcul de la contrainte moyenne pour tous les combinaison de charge (max et min)

|                     | $\sigma_1(\text{t/m}^2)$ | $\sigma_2(\text{t/m}^2)$ | $\sigma_{Moy}(\text{t/m}^2)$ |
|---------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------------|
| <b>ELS MAX</b>      | 14,16                    | 6,92                     | 12,35                        |
| <b>ELS MIN</b>      | 9,91                     | 1,68                     | 7,85                         |
| <b>ELU MAX</b>      | 18,40                    | 8,01                     | 15,80                        |
| <b>ELU MIN</b>      | 11,88                    | -2,09                    | 8,38                         |
| <b>SISMIQUE MAX</b> | 21,67                    | 7,36                     | 18,09                        |
| <b>SISMIQUE MIN</b> | 7,89                     | 3,61                     | 6,82                         |

- Avant de procéder au calcul de la section d'acier, on doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{moy} \leq \sigma_{sol}$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau suivant :

Table XI.12 Tableau représentant la vérification de la contrainte moyenne et la contrainte du sol pour les différentes combinaisons

|                     | $\sigma_{Moy}(\text{t/m}^2)$ | $\sigma_{sol}(\text{t/m}^2)$ | Résistance |
|---------------------|------------------------------|------------------------------|------------|
| <b>ELS MAX</b>      | 12,35                        | 14,4                         | Vérifier   |
| <b>ELS MIN</b>      | 7,85                         | 14,4                         | Vérifier   |
| <b>ELU MAX</b>      | 15,80                        | 19,44                        | Vérifier   |
| <b>ELU MIN</b>      | 8,38                         | 19,44                        | Vérifier   |
| <b>SISMIQUE MAX</b> | 18,09                        | 28,8                         | Vérifier   |
| <b>SISMIQUE MIN</b> | 6,82                         | 28,8                         | Vérifier   |

- Alors pour le calcul du moment nous avons établi le tableau suivant :

Table XI.13 Tableau de calcul du moment pour chaque combinaison d'action (max et min)

|                     | $\sigma_{\text{Moy}} \text{ (t/m}^2\text{)}$ | $L \text{ (m)}$ | $M \text{ (T.m)}$ |
|---------------------|----------------------------------------------|-----------------|-------------------|
| <b>ELS MAX</b>      | 12,35                                        | 0,65            | <b>4,01</b>       |
| <b>ELS MIN</b>      | 7,85                                         | 0,65            | 2,55              |
| <b>ELU MAX</b>      | 15,80                                        | 0,65            | 5,14              |
| <b>ELU MIN</b>      | 8,38                                         | 0,65            | 2,72              |
| <b>SISMIQUE MAX</b> | 18,09                                        | 0,65            | 5,88              |
| <b>SISMIQUE MIN</b> | 6,82                                         | 0,65            | 2,22              |

1. Calcul de  $\overline{M}_1$ 

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot X \cdot \overline{\sigma}_{bc} \cdot Z$$

Avec :

$$\bullet \quad X = \frac{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s} \cdot d$$

$$\bullet \quad Z = d - \frac{X}{3}$$

Nous avons :  $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  et  $\overline{\sigma}_s = 201,3 \text{ MPa}$ 

Alors :

$$\bullet \quad X = \frac{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s} \cdot d = 213,59 \text{ mm}$$

$$\bullet \quad Z = d - \frac{X}{3} = 333,8 \text{ mm}$$

Donc :

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot X \cdot \overline{\sigma}_{bc} \cdot Z$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \cdot 2250 \cdot 213,59 \cdot 15 \cdot 333,8$$

$$\boxed{\overline{M}_1 = 1203,12 \text{ KN.m}}$$

Et nous on :  $M_{ser} = 4,01 \text{ T.m} = 40,1 \text{ KN.m}$ 

Alors :

$$M_{ser} < \overline{M}_1$$

→ S.S.A.C

On a :

$$A_{sser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$A_{sser} = \frac{40,1}{333,8 \times 201,3}$$

$$A_{sser} = 596,78 \text{ mm}^2 = 5,96 \text{ cm}^2$$

Et :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d$$

$$A_{min} = 11 \text{ cm}^2$$

On prend alors la section d'acier minimale pour le dimensionnement des armatures et donc on prend :

$$9 \text{ T14} = 13,58 \text{ cm}^2$$

Et : **C=5 cm** et **St= 21 cm**

**NB** : on adoptera le même ferrailage pour les deux sens de la semelle (sens de la longueur et de la largeur)

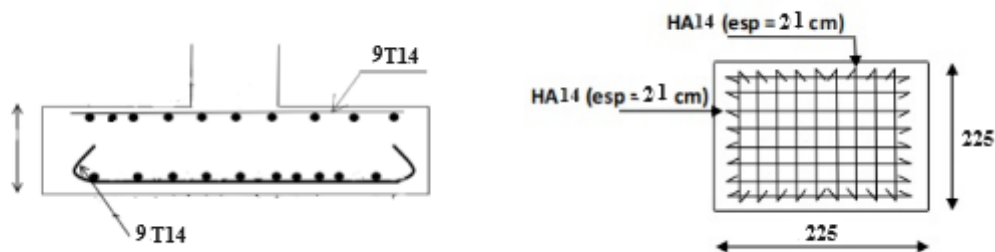


Figure XI.5 Schéma représentatif du ferrailage

#### XI.5.5.2. Semelle poteau d'hangar

Suivant BAEL91, nous devons déterminer le ferrailage de la semelle du poteau hangar à l'ELS pour la flexion simple à partir des étapes suivantes résumés dans l'organigramme cités précédemment (titre XII.7.1)

- Les efforts internes maximal et minimal à la base des poteaux de l'hangar dus aux différentes sollicitations données par l'analyse du Logiciel Robot Structural Analysis sont présentés dans le tableau suivant :

Table XI.14 Efforts internes maximal et minimal à la base des poteaux de l'hangar

| ELS max     | N1(T) | M(T.m) | ELS min     | N1(T) | M(T.m) |
|-------------|-------|--------|-------------|-------|--------|
|             | 34,04 | 8,94   |             | 4,73  | 15,67  |
| ELU max     | N1(T) | M(T.m) | ELU min     | N1(T) | M(T.m) |
|             | 47,06 | 12,84  |             | -3,15 | 25,44  |
| (Ex,Ey) max | N1(T) | M(T.m) | (Ex,Ey) min | N1(T) | M(T.m) |
|             | 30,73 | 17,26  |             | 12,97 | 8,34   |

➤ Nous avons :

$$M = \frac{\sigma_{\text{moy}} \times L}{2}$$

Déterminer  $\sigma_{\text{moy}}$  à partir de la détermination de la position de N.

Si  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{6}$ , alors nous avons un diagramme des contraintes en trapèze

Si  $\frac{B}{6} < e \leq \frac{B}{4}$ , nous avons alors un diagramme des contraintes triangle

Table XI.15 Vérification de la condition  $e < B/6$ 

|              | N1 (T) | N2 (T) | N TOTAL (T) | M (T.m) | M/N (m) | B/6 (m) | $e < B/6$ |
|--------------|--------|--------|-------------|---------|---------|---------|-----------|
| ELS MAX      | 34,04  | 38,85  | 72,9        | 8,94    | 0,1227  | 0,38    | OK        |
| ELS MIN      | 4,73   | 38,85  | 43,6        | 15,7    | 0,3596  | 0,38    | OK        |
| ELU MAX      | 47,06  | 38,85  | 85,9        | 12,84   | 0,1495  | 0,5625  | OK        |
| ELU MIN      | -3,15  | 38,85  | 35,7        | 25,44   | 0,7127  | 0,5625  | OK        |
| SISMIQUE MAX | 30,73  | 38,85  | 69,6        | 17,26   | 0,2481  | 0,5625  | OK        |
| SISMIQUE MIN | 12,97  | 38,85  | 51,8        | 8,34    | 0,1610  | 0,5625  | OK        |

Nous avons ainsi un diagramme des contraintes en trapèze.

➤ Voici ci-dessous un tableau résumant le calcul de la contrainte moyenne  $\sigma_{\text{moy}}$

Table XI.16 Calcul de la contrainte moyenne pour tous les combinaison de charge (max et min)

|              | $\sigma_1(\text{t/m}^2)$ | $\sigma_2(\text{t/m}^2)$ | $\sigma_{\text{Moy}}(\text{t/m}^2)$ |
|--------------|--------------------------|--------------------------|-------------------------------------|
| ELS MAX      | 9,39                     | 5,78                     | 8,48                                |
| ELS MIN      | 7,69                     | 1,38                     | 6,11                                |
| ELU MAX      | 11,52                    | 6,35                     | 10,23                               |
| ELU MIN      | 8,84                     | -1,41                    | 6,28                                |
| SISMIQUE MAX | 10,72                    | 3,76                     | 8,98                                |

|                     |      |      |      |
|---------------------|------|------|------|
| <b>SISMIQUE MIN</b> | 7,07 | 3,71 | 6,23 |
|---------------------|------|------|------|

- Avant de procéder au calcul de la section d'acier, on doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{moy} \leq \sigma_{sol}$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau suivant :

Table XI.17 Tableau représentant la vérification de la contrainte moyenne et la contrainte du sol pour les différentes combinaisons

|                     | $\sigma_{Moy}$ (t/m2) | $\sigma_{sol}$ (t/m2) | Résistance |
|---------------------|-----------------------|-----------------------|------------|
| <b>ELS MAX</b>      | 8,48                  | <b>14,4</b>           | Vérifier   |
| <b>ELS MIN</b>      | 6,11                  | <b>14,4</b>           | Vérifier   |
| <b>ELU MAX</b>      | 10,23                 | <b>19,44</b>          | Vérifier   |
| <b>ELU MIN</b>      | 6,28                  | <b>19,44</b>          | Vérifier   |
| <b>SISMIQUE MAX</b> | 8,98                  | <b>28,8</b>           | Vérifier   |
| <b>SISMIQUE MIN</b> | 6,23                  | <b>28,8</b>           | Vérifier   |

- Alors pour le calcul du moment nous avons établi le tableau suivant

Table XI.18 Tableau de calcul du moment pour chaque combinaison d'action (max et min)

|                     | $\sigma_{Moy}$ (t/m2) | L(m) | M (T.m)     |
|---------------------|-----------------------|------|-------------|
| <b>ELS MAX</b>      | 8,48                  | 1,08 | <b>4,56</b> |
| <b>ELS MIN</b>      | 6,11                  | 1,08 | 3,29        |
| <b>ELU MAX</b>      | 10,23                 | 1,08 | 5,50        |
| <b>ELU MIN</b>      | 6,28                  | 1,08 | 3,37        |
| <b>SISMIQUE MAX</b> | 8,98                  | 1,08 | 4,83        |
| <b>SISMIQUE MIN</b> | 6,23                  | 1,08 | 3,35        |

## 2. Calcul de $\overline{M}_1$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot X \cdot \overline{\sigma}_{bc} \cdot Z$$

Avec :

- $X = \frac{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s} \cdot d$
- $Z = d - \frac{X}{3}$

Nous avons :  $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  et  $\overline{\sigma}_s = 201,3 \text{ MPa}$

Alors :

- $X = \frac{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s} \cdot d = 308,52 \text{ mm}$

- $Z = d - \frac{X}{3} = 482,16 \text{ mm}$

Donc :

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot X \cdot \overline{\sigma}_{bc} \cdot Z$$

$$\overline{M}_1 = 3458,57 \text{ KN.m}$$

Et nous on :  $M_{ser} = 4,56 \text{ T.m} = 45,6 \text{ KN.m}$

Alors :

$$M_{ser} < \overline{M}_1$$

→ S.S.A.C

On a :

$$A_{sser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \overline{\sigma}_s}$$

$$A_{sser} = 469,81 \text{ mm}^2 = 4,69 \text{ cm}^2$$

Et :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d$$

$$A_{min} = 23,58 \text{ cm}^2$$

On prend alors la section d'acier minimale pour le dimensionnement des armatures et donc on prend :

$$13\text{T}14=20,01\text{cm}^2$$

Et : **C=5 cm** et **St= 22 cm**

**NB** : on adoptera le même ferrailage pour les deux sens de la semelle (sens de la longueur et de la largeur)

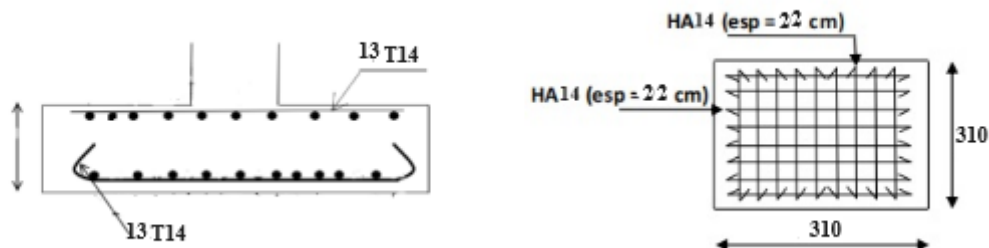


Figure XI.6 Schéma représentatif du ferrailage

**XI.5.5.3. Semelle sous Poteau Plancher**

Suivant BAEL91, nous devons déterminer le ferrailage de la semelle sous poteau plancher à l'ELS pour la flexion simple à partir des étapes suivantes résumés dans l'organigramme cités précédemment (titre XII.7.1)

- Les efforts internes maximal et minimal à la base des poteaux de l'hangar dus aux différentes sollicitations données par l'analyse du Logiciel Robot Structural Analysis sont présentés dans le tableau suivant :

Table XI.19 Efforts internes maximal et minimal à la base des poteaux de l'hangar

| ELS max     | N1(T) | M(T.m) | ELS min     | N1(T) | M(T.m) |
|-------------|-------|--------|-------------|-------|--------|
|             | 39,23 | 0,90   |             | 28,49 | 1,29   |
| ELU max     | N1(T) | M(T.m) | ELU min     | N1(T) | M(T.m) |
|             | 54,58 | 1,29   |             | 28,24 | 1,72   |
| (Ex,Ey) max | N1(T) | M(T.m) | (Ex,Ey) min | N1(T) | M(T.m) |
|             | 40,28 | 1,76   |             | 22,29 | 2,61   |

- Nous avons :

$$M = \frac{\sigma_{\text{moy}} \times L}{2}$$

Déterminer  $\sigma_{\text{moy}}$  à partir de la détermination de la position de N.

Si  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{6}$ , alors nous avons un diagramme des contraintes en trapèze

Si  $\frac{B}{6} < e \leq \frac{B}{4}$ , nous avons alors un diagramme des contraintes triangle

Table XI.20 Vérification de la condition  $e < B/6$ 

|              | N1 (T) | N2 (T) | N TOTAL (T) | M (T.m) | M/N (m) | B/6 (m) | $e < B/6$ |
|--------------|--------|--------|-------------|---------|---------|---------|-----------|
| ELS MAX      | 39,23  | 15,72  | 55,0        | 0,90    | 0,0165  | 0,33    | OK        |
| ELS MIN      | 28,49  | 15,72  | 44,2        | 1,3     | 0,0292  | 0,33    | OK        |
| ELU MAX      | 54,58  | 15,72  | 70,3        | 1,29    | 0,0183  | 0,50    | OK        |
| ELU MIN      | 28,24  | 15,72  | 44,0        | 1,72    | 0,0391  | 0,5     | OK        |
| SISMIQUE MAX | 40,28  | 15,72  | 56,0        | 1,76    | 0,0314  | 0,5     | OK        |
| SISMIQUE MIN | 22,29  | 15,72  | 38,0        | 2,61    | 0,0687  | 0,5     | OK        |

Nous avons ainsi un diagramme des contraintes en trapèze.

- Voici ci-dessous un tableau résumant le calcul de la contrainte moyenne  $\sigma_{moy}$

Table XI.21 Calcul de la contrainte moyenne pour tous les combinaison de charge (max et min)

|                     | $\sigma_1$ (t/m2) | $\sigma_2$ (t/m2) | $\sigma_{Moy}$ (t/m2) |
|---------------------|-------------------|-------------------|-----------------------|
| <b>ELS MAX</b>      | 14,42             | 13,06             | 14,08                 |
| <b>ELS MIN</b>      | 12,02             | 10,09             | 11,54                 |
| <b>ELU MAX</b>      | 18,54             | 16,61             | 18,06                 |
| <b>ELU MIN</b>      | 12,28             | 9,70              | 11,64                 |
| <b>SISMIQUE MAX</b> | 15,32             | 12,68             | 14,66                 |
| <b>SISMIQUE MIN</b> | 11,46             | 7,55              | 10,48                 |

- Avant de procéder au calcul de la section d'acier, on doit d'abord vérifier la condition suivante de la résistance du sol :

$$\sigma_{moy} \leq \sigma_{sol}$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau suivant :

Table XI.22 Tableau représentant la vérification de la contrainte moyenne et la contrainte du sol pour les différentes combinaisons

|                     | $\sigma_{Moy}$ (t/m2) | $\sigma_{sol}$ (t/m2) | Résistance      |
|---------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------|
| <b>ELS MAX</b>      | 14,08                 | <b>14,4</b>           | <b>Vérifier</b> |
| <b>ELS MIN</b>      | 11,54                 | <b>14,4</b>           | <b>Vérifier</b> |
| <b>ELU MAX</b>      | 18,06                 | <b>19,44</b>          | <b>Vérifier</b> |
| <b>ELU MIN</b>      | 11,64                 | <b>19,44</b>          | <b>Vérifier</b> |
| <b>SISMIQUE MAX</b> | 14,66                 | <b>28,8</b>           | <b>Vérifier</b> |
| <b>SISMIQUE MIN</b> | 10,48                 | <b>28,8</b>           | <b>Vérifier</b> |

- Alors pour le calcul du moment nous avons établi le tableau suivant

Table XI.23 Tableau de calcul du moment pour chaque combinaison d'action (max et min)

|                     | $\sigma_{Moy}$ (t/m2) | L(m) | M (T.m)     |
|---------------------|-----------------------|------|-------------|
| <b>ELS MAX</b>      | 14,08                 | 0,53 | <b>3,70</b> |
| <b>ELS MIN</b>      | 11,54                 | 0,53 | 3,03        |
| <b>ELU MAX</b>      | 18,06                 | 0,53 | 4,74        |
| <b>ELU MIN</b>      | 11,64                 | 0,53 | 3,05        |
| <b>SISMIQUE MAX</b> | 14,66                 | 0,53 | 3,85        |
| <b>SISMIQUE MIN</b> | 10,48                 | 0,53 | 2,75        |

3. Calcul de  $\overline{M}_1$ 

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot X \cdot \overline{\sigma}_{bc} \cdot Z$$

Avec :

- $X = \frac{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s} \cdot d$
- $Z = d - \frac{X}{3}$

Nous avons :  $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  et  $\overline{\sigma}_s = 201,3 \text{ MPa}$

Alors :

- $X = \frac{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s} \cdot d = 166,25 \text{ mm}$
- $Z = d - \frac{X}{3} = 259,58 \text{ mm}$

Donc :

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot X \cdot \overline{\sigma}_{bc} \cdot Z$$

$$\overline{M}_1 = 647,32 \text{ KN.m}$$

Et nous on a :  $M_{ser} = 3,7 \text{ T.m} = 37 \text{ KN.m}$

Alors :

$$M_{ser} < \overline{M}_1$$

→ S.S.A.C

On a :

$$A_{sser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \overline{\sigma}_s}$$

$$A_{sser} = 708,08 \text{ mm}^2 = 7,08 \text{ cm}^2$$

Et :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d$$

$$A_{min} = 7,6 \text{ cm}^2$$

On prend alors la section d'acier minimale pour le dimensionnement des armatures et donc on prend :

$$8T14 = 12,31 \text{ cm}^2$$

Et :  $C=5 \text{ cm}$  et  $S_t= 21 \text{ cm}$

**NB :** on adoptera le même ferrailage pour les deux sens de la semelle (sens de la longueur et de la largeur)

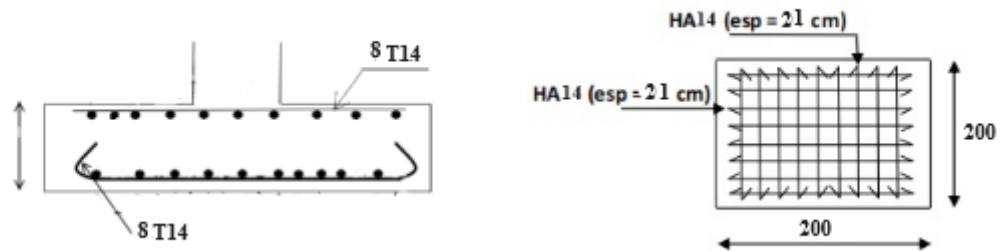


Figure XI.7 Schéma représentatif du ferrailage

#### XI.5.5.4. Semelle potelet

Suivant BAEL91, nous devons déterminer le ferrailage de la semelle du potelet pour la traction simple.

- Les efforts internes maximal et minimal à la base des potelets articulés dus aux différentes sollicitations donnés par l'analyse du Logiciel Robot Structural Analysis sont présentés dans le tableau suivant :

Table XI.24 Efforts internes maximal et minimal à la base des poteaux de l'hangar

| ELS max     | N1(T) | M(T.m) | ELS min     | N1(T) | M(T.m) |
|-------------|-------|--------|-------------|-------|--------|
|             | 0,66  | 0      |             | 0,66  | 0      |
| ELU max     | N1(T) | M(T.m) | ELU min     | N1(T) | M(T.m) |
|             | 0,88  | 0      |             | 0,66  | 0      |
| (Ex,Ey) max | N1(T) | M(T.m) | (Ex,Ey) min | N1(T) | M(T.m) |
|             | 0,66  | 0      |             | 0,53  | 0      |

- Avant de procéder au calcul de la section d'acier, on doit d'abord vérifier la condition Suivante :

$$\sigma_{moy} \leq \sigma_{sol}$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau suivant :

Table XI.25 Tableau représentant les de la contrainte moyenne et la contrainte du sol pour les différentes combinaisons

|              | $\sigma_{Moy} \text{ (t/m}^2\text{)}$ | $\sigma_{sol} \text{ (t/m}^2\text{)}$ | Résistance |
|--------------|---------------------------------------|---------------------------------------|------------|
| ELS MAX      | 4,60                                  | 14,4                                  | Vérifier   |
| ELS MIN      | 4,60                                  | 14,4                                  | Vérifier   |
| ELU MAX      | 4,82                                  | 19,44                                 | Vérifier   |
| ELU MIN      | 4,60                                  | 19,44                                 | Vérifier   |
| SISMIQUE MAX | 4,60                                  | 28,8                                  | Vérifier   |
| SISMIQUE MIN | 4,47                                  | 28,8                                  | Vérifier   |

- On a déterminé l'effort normal maximal transmis à la semelle et nous avons résumés nos calculs dans le tableau suivant :

Table XI.26 Valeurs de l'effort total transmis à la semelle

|              | $N_1(T)$ | $N_2(T)$ | $N_{TOTAL}(T)$ |
|--------------|----------|----------|----------------|
| ELS MAX      | 0,66     | 3,94     | 4,6            |
| ELS MIN      | 0,66     | 3,94     | 4,6            |
| ELU MAX      | 0,88     | 3,94     | 4,8            |
| ELU MIN      | 0,66     | 3,94     | 4,6            |
| SISMIQUE MAX | 0,66     | 3,94     | 4,6            |
| SISMIQUE MIN | 0,53     | 3,94     | 4,5            |

Avec :

$N_1$  : effort sollicitant à la base du potelet

$N_2$  : Poids total

- La détermination des armatures pour la traction simple se fait suivant la formule suivante :

$$A_s = \max (A_{su}, A_{sser}, A_{smin})$$

#### 1. Calcul de $A_{su}$

$$A_{su} = \frac{Nu}{f_{su}}$$

Avec :

$$Nu=4,8 \text{ T} = 48 \text{ KN}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

Alors :

$$A_{su} = \frac{Nu}{f_{su}}$$
$$A_{su} = \frac{48}{347,82}$$

$$A_{su} = 1,38 \text{ cm}^2$$

2. Calcul de  $A_{sser}$ 

$$A_{sser} = \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_s = \text{Max} (0,5 f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ , pour une fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Où :

$$A_{sser} = \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s}$$
$$A_{sser} = \frac{46}{201,63}$$

$$A_{sser} = 2,28 \text{ cm}^2$$

3. Calcul de  $A_{min}$ 

$$A_{min} = \frac{A_b \cdot f_{tj}}{f_e}$$
$$A_{min} = \frac{1,2,1}{400}$$

$$A_{min} = 5,25 \times 10^{-5} \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (1,38 ; 2,28 ; 5,25 \times 10^{-5})$$

$$A_s = 2,28 \text{ cm}^2$$

On prend alors :

$$4T14 = 6,16 \text{ cm}^2$$

Et : **C=5 cm** et **St= 20 cm**

**NB :** on adoptera le même ferrailage pour les deux sens de la semelle (sens de la longueur et de la largeur)

Pour maintenir les armatures longitudinales, on met en place des armatures transversales et on choisit :

$$5T6=1,41 \text{ cm}^2$$



Figure XI.8 Schéma représentatif du ferrailage

## XI.6. Conclusion

En conclusion, nous avons dimensionner les semelles isolées sous les poteaux de notre structure pour ensuite déterminer la section d'acier pour établir un plan de ferrailage pour chaque semelle.

Voici le récapitulatif des résultats obtenus :

- Semelle sous palée de stabilité SF1 (2,25x2,25x0,45) : 9T14
- Semelle sous poteau d'hangar SF2 (3,1x3,1x0,7) : 14T14
- Semelle sous plancher SF3 (2x2x0,35) : 8T14
- Semelle sous potelet SF4 (1x1x0,3) : 4T14

# Conclusion générale

Nous avons entrepris un projet de fin d'études visant à concevoir un Atelier mécanique en charpente métallique équipé d'un pont roulant de 10 tonnes et d'une mezzanine.

Ce travail nous a permis d'approfondir nos connaissances dans le domaine de l'analyse et du calcul de structures, tant pour l'utilisation de logiciels que pour les vérifications et les dimensionnements manuels. Cela nous a également familiarisés avec divers outils informatiques tels que **Robot**, **AutoCAD**, **Excel**, qui sont devenus indispensables et permettent de gagner énormément de temps lors des calculs. Nous avons également acquis une compréhension des réglementations qui régissent les principes de conception des ouvrages dans le domaine du bâtiment. De plus, cette expérience représente une première étape théorique et pratique dans ce vaste domaine, qui nous sera bénéfique pour nos futures carrières professionnelles.

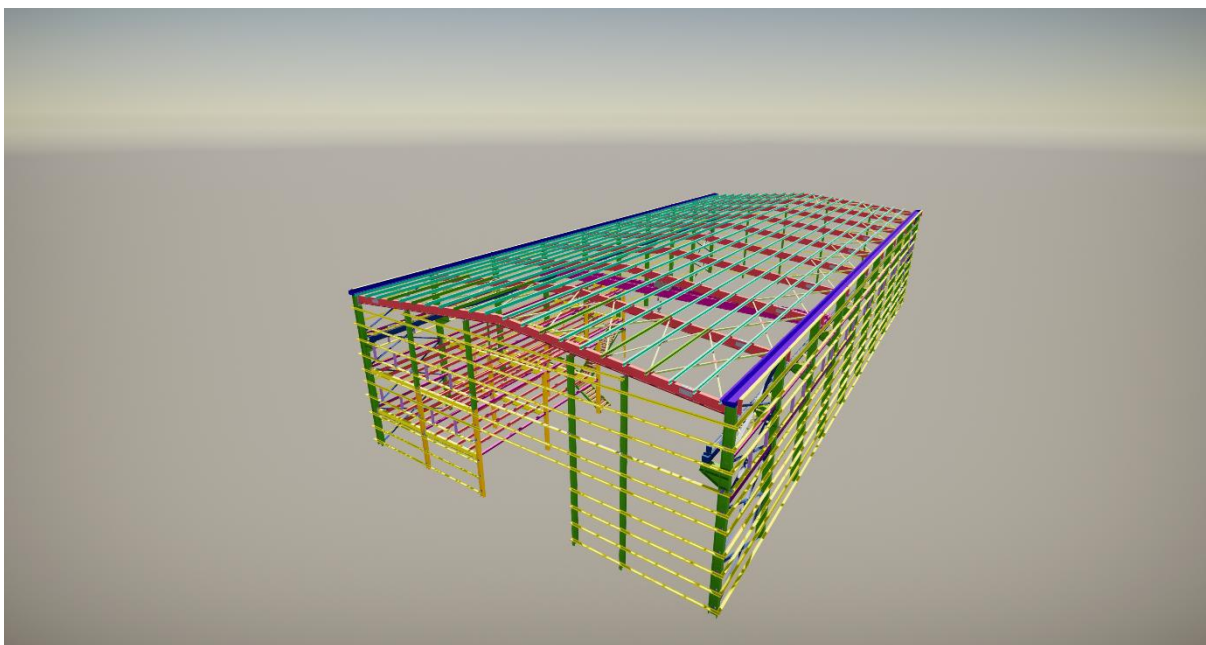
À la fin de notre étude, nous avons tiré les conclusions suivantes :

- Les actions climatiques telles que la neige et le vent sont plus défavorables dans les constructions métalliques en raison de leur flexibilité, par rapport à l'action sismique.
- La présence de planchers mixtes rigides rend la structure sensible aux actions sismiques, mais l'utilisation de systèmes de contreventement assure un bon comportement vis-à-vis de ces actions.
- L'utilisation de l'acier permet de construire des ouvrages d'une grande capacité portante, tout en étant légers et rapides à exécuter, ce qui est avantageux pour les sols de faible capacité portante.
- Bien que le calcul théorique soit essentiel, il ne suffit pas à lui seul. Il est important de vérifier sa concordance avec la réalité.
- Une bonne conception des assemblages est cruciale pour assurer la stabilité des structures métalliques.
- L'apprentissage véritable de l'ingénierie repose sur la capacité à analyser différents résultats afin de choisir judicieusement les éléments de la structure, en tenant compte de l'économie et de la sécurité, tout en respectant les règlements en vigueur.
- La précision, la rigueur dans les calculs, la vérification et la définition précise des différents détails de la construction sont indispensables. Les problèmes rencontrés dans la construction métallique peuvent avoir des causes multiples et des conséquences variables. Tous les intervenants impliqués (conception, calculs, dessins, fabrication, réalisation, etc.) sont responsables à leur niveau d'intervention, et la prudence est primordiale pour tous.

Enfin, nous estimons qu'un bon ingénieur ne se limite pas seulement à ses connaissances techniques dans son domaine, mais est capable de s'adapter à toute situation ou problème rencontré au cours de sa carrière active.

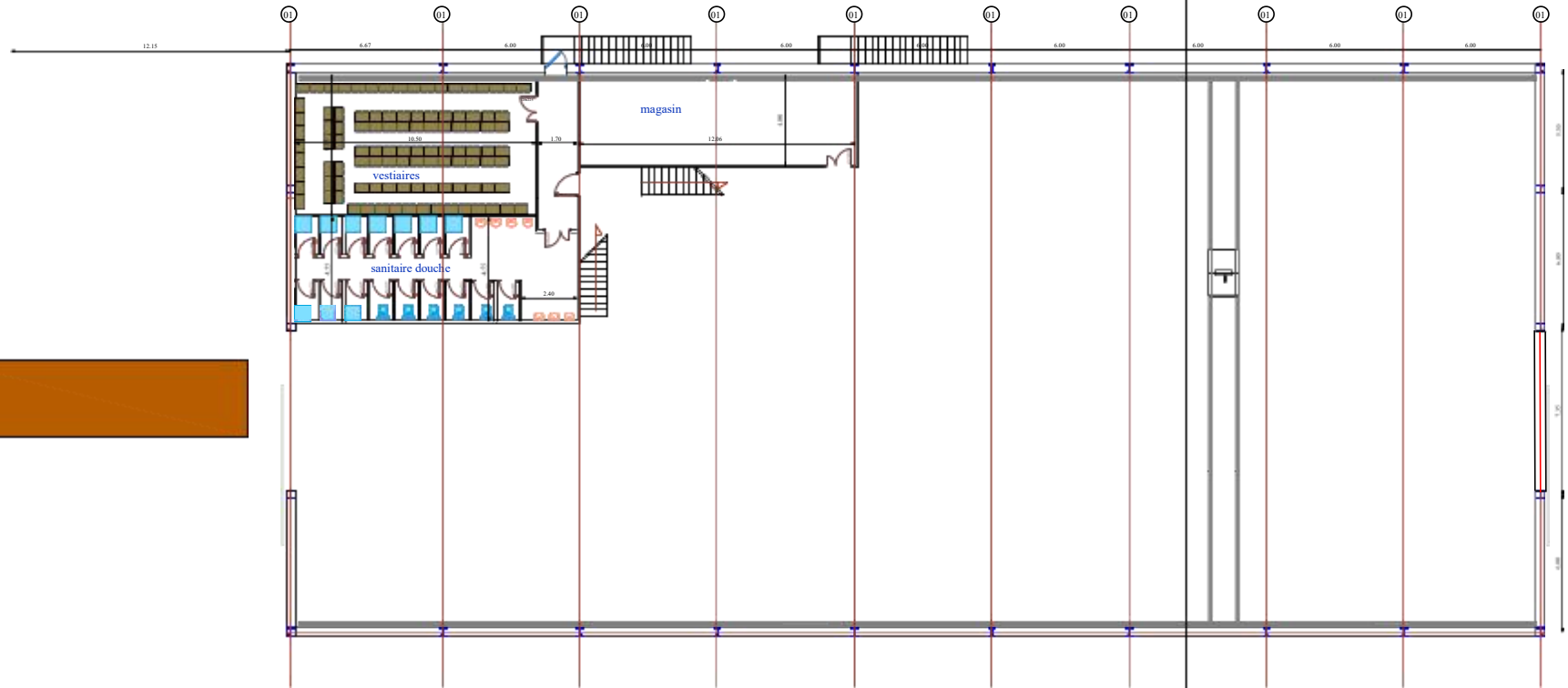
## **Annexe A**

### **Vue en perspective de la structure**

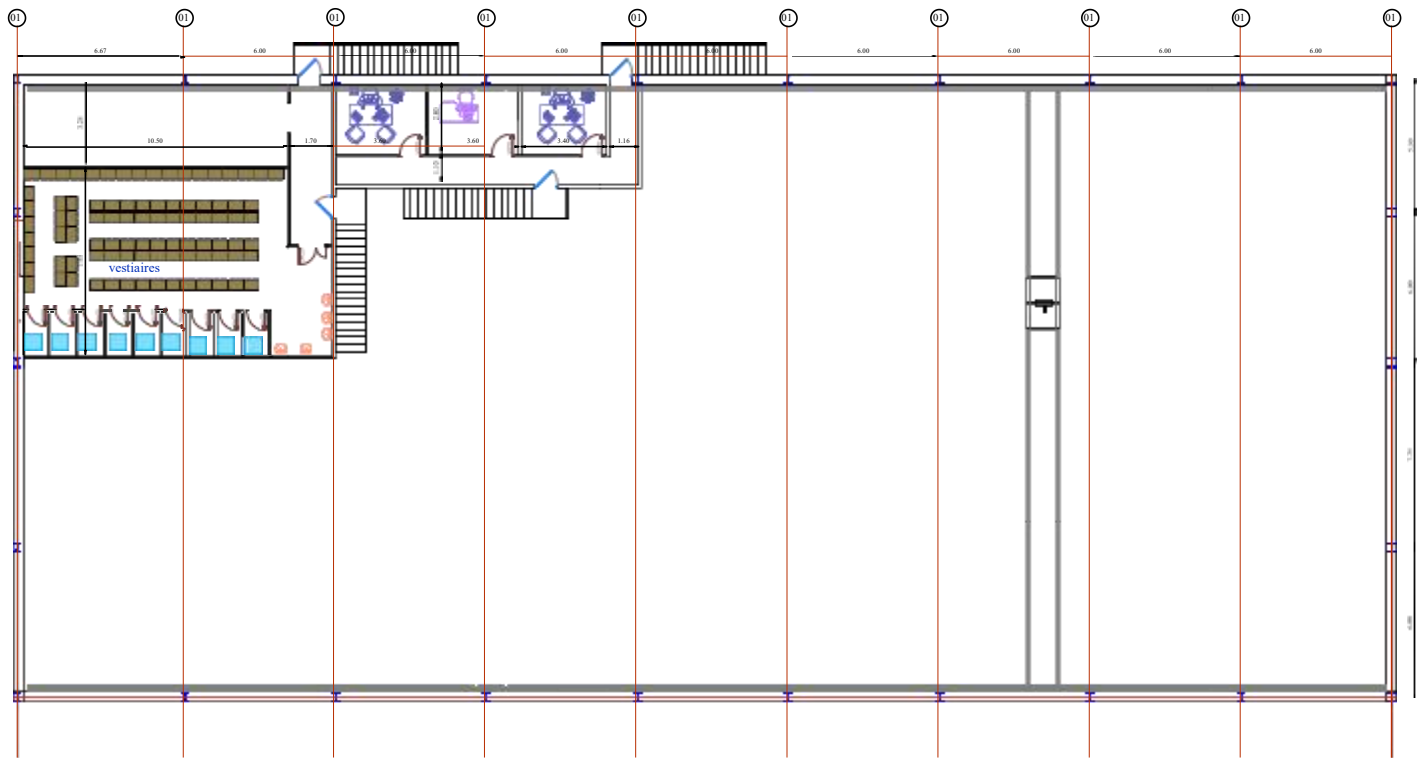


## **Annexe B**

### **Plan d'Architecture**



PLAN NIV +0.00



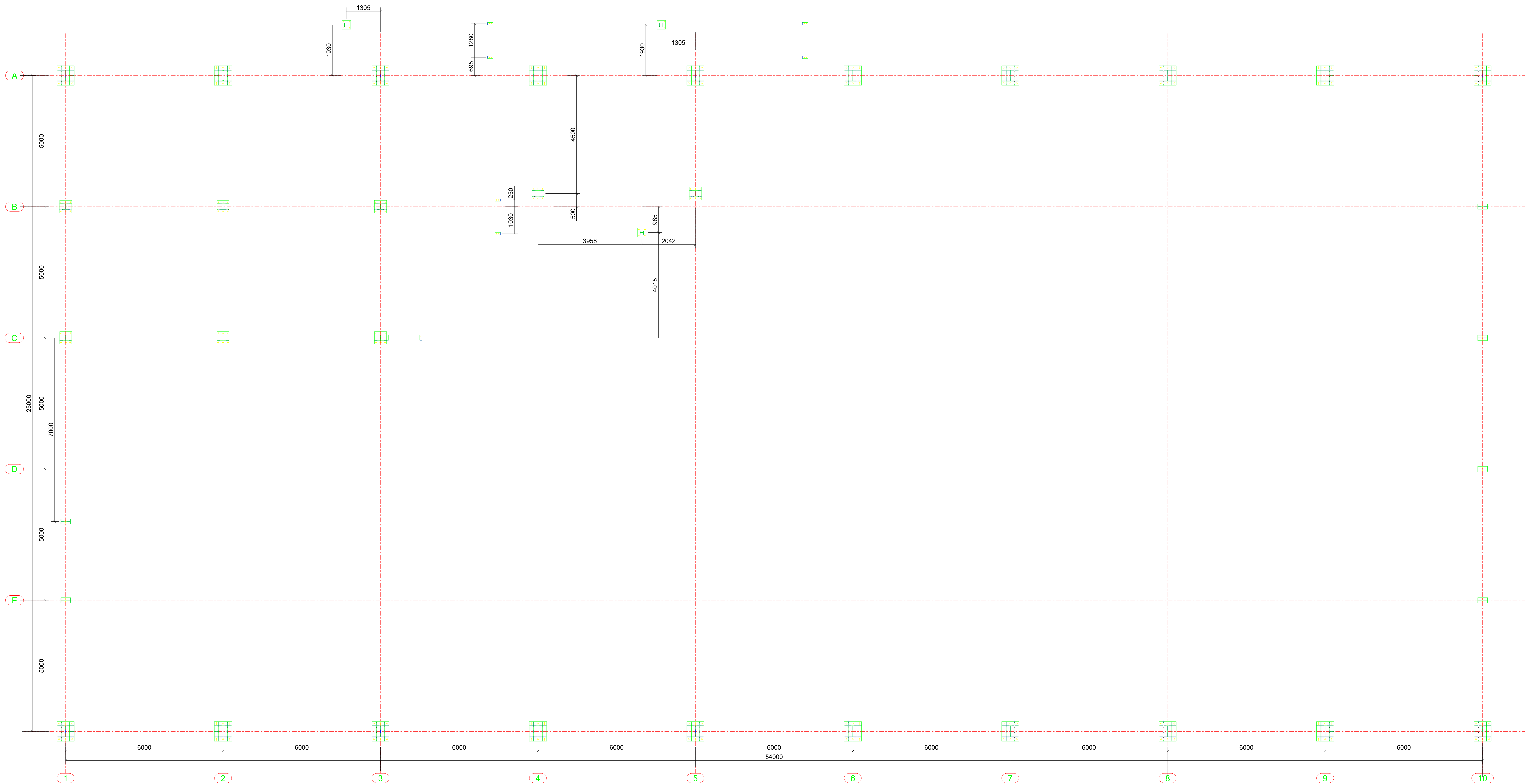
PLAN NIV +3.06

|  |  |  |  |  |                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               |                                                 |  |                            |  |
|--|--|--|--|--|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------|--|----------------------------|--|
|  |  |  |  |  | Republique Algerienne Democratique et Populaire                                                                                                                                                                                                                                                  |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               | Projet : REALISATION D'UN ATELIER CHAUDRONNERIE |  | Approbation ALRIM : Date : |  |
|  |  |  |  |  | <br><small>Zone Industrielle de Oued Smar 8.P10 - Oued Smar 16270<br/>Tél. : +213 (0) 21.51.64.15 à 18 / Fax: +213(0) 21.51.60.45<br/><a href="http://www.alrim.com.dz">Http : www.alrim.com.dz</a></small> | Client :<br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br><br>< |                                                 |  |                            |  |



## **Annexe C**

### **Plan d'Implantation de La Structure**



Vue en Plan Niv : +0.0  
1:60

## **Annexe D**

### **Vérification des portiques**

Après avoir étudié la stabilité longitudinale qui est assurée par le palée de stabilité nous allons vérifier la stabilité transversale qui est assurée par la rigidité du portique (Portique auto-stable) qui reprendra tous les efforts transversaux et les transmettra aux fondations sans présenter de grandes déformations.

Nous avons procédé au paramétrage et vérifications des portiques à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis comme suit :

### ➤ Vérification des traverses

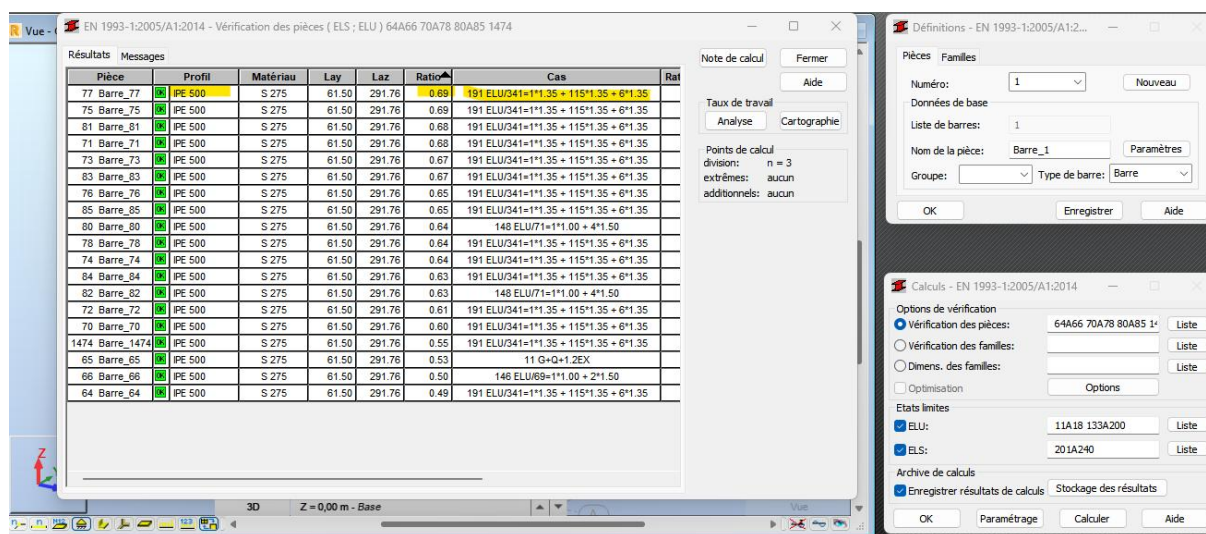


Figure D.1 Paramétrage des traverses sur le logiciel Robot Structural Analysis

Nous obtenons ainsi pour la section des traverses un **IPE 500** qui passe avec toutes les vérifications et pour ce qui est du plus grand ratio qui est de 69% au niveau des traverses pour le cas de charge à l'ELU comme le montre en détail la figure (A.2) :

| Pièce           | Profil     | Matériau | Lay   | Laz    | Ratio▲ | Cas                                    | R |
|-----------------|------------|----------|-------|--------|--------|----------------------------------------|---|
| 77 Barre_77     | OK IPE 500 | S 275    | 61.50 | 291.76 | 0.69   | 191 ELU/341=1*1.35 + 115*1.35 + 6*1.35 |   |
| 75 Barre_75     | OK IPE 500 | S 275    | 61.50 | 291.76 | 0.69   | 191 ELU/341=1*1.35 + 115*1.35 + 6*1.35 |   |
| 81 Barre_81     | OK IPE 500 | S 275    | 61.50 | 291.76 | 0.68   | 191 ELU/341=1*1.35 + 115*1.35 + 6*1.35 |   |
| 71 Barre_71     | OK IPE 500 | S 275    | 61.50 | 291.76 | 0.68   | 191 ELU/341=1*1.35 + 115*1.35 + 6*1.35 |   |
| 73 Barre_73     | OK IPE 500 | S 275    | 61.50 | 291.76 | 0.67   | 191 ELU/341=1*1.35 + 115*1.35 + 6*1.35 |   |
| 83 Barre_83     | OK IPE 500 | S 275    | 61.50 | 291.76 | 0.67   | 191 ELU/341=1*1.35 + 115*1.35 + 6*1.35 |   |
| 76 Barre_76     | OK IPE 500 | S 275    | 61.50 | 291.76 | 0.65   | 191 ELU/341=1*1.35 + 115*1.35 + 6*1.35 |   |
| 85 Barre_85     | OK IPE 500 | S 275    | 61.50 | 291.76 | 0.65   | 191 ELU/341=1*1.35 + 115*1.35 + 6*1.35 |   |
| 80 Barre_80     | OK IPE 500 | S 275    | 61.50 | 291.76 | 0.64   | 148 ELU/71=1*1.00 + 4*1.50             |   |
| 78 Barre_78     | OK IPE 500 | S 275    | 61.50 | 291.76 | 0.64   | 191 ELU/341=1*1.35 + 115*1.35 + 6*1.35 |   |
| 74 Barre_74     | OK IPE 500 | S 275    | 61.50 | 291.76 | 0.64   | 191 ELU/341=1*1.35 + 115*1.35 + 6*1.35 |   |
| 84 Barre_84     | OK IPE 500 | S 275    | 61.50 | 291.76 | 0.63   | 191 ELU/341=1*1.35 + 115*1.35 + 6*1.35 |   |
| 82 Barre_82     | OK IPE 500 | S 275    | 61.50 | 291.76 | 0.63   | 148 ELU/71=1*1.00 + 4*1.50             |   |
| 72 Barre_72     | OK IPE 500 | S 275    | 61.50 | 291.76 | 0.61   | 191 ELU/341=1*1.35 + 115*1.35 + 6*1.35 |   |
| 70 Barre_70     | OK IPE 500 | S 275    | 61.50 | 291.76 | 0.60   | 191 ELU/341=1*1.35 + 115*1.35 + 6*1.35 |   |
| 1474 Barre_1474 | OK IPE 500 | S 275    | 61.50 | 291.76 | 0.55   | 191 ELU/341=1*1.35 + 115*1.35 + 6*1.35 |   |
| 65 Barre_65     | OK IPE 500 | S 275    | 61.50 | 291.76 | 0.53   | 11 G+Q+1.2EX                           |   |
| 66 Barre_66     | OK IPE 500 | S 275    | 61.50 | 291.76 | 0.50   | 146 ELU/69=1*1.00 + 2*1.50             |   |
| 64 Barre_64     | OK IPE 500 | S 275    | 61.50 | 291.76 | 0.49   | 191 ELU/341=1*1.35 + 115*1.35 + 6*1.35 |   |

Figure D.2 Détails obtenus pour chaque barre à la suite du paramétrage

Ci dessous la note de calcul de vérification de la barre la plus sollicitée, générée par Robot Structural Analysis :

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER- TRAVERSE

**NORME:** EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 77 Barre\_77

**POINT:** 3

**COORDONNEE:** x = 1.00 L =

12.56 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 191 ELU/341=1\*1.35 + 115\*1.35 + 6\*1.35 (1+115+6)\*1.35

**MATERIAU:**

S 275 ( S 275 ) fy = 275000.00 kPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 500**

|           |                              |                             |                           |
|-----------|------------------------------|-----------------------------|---------------------------|
| h=50.0 cm | gM0=1.10                     | gM1=1.10                    |                           |
| b=20.0 cm | Ay=72.07 cm <sup>2</sup>     | Az=59.87 cm <sup>2</sup>    | Ax=115.52 cm <sup>2</sup> |
| tw=1.0 cm | Iy=48198.50 cm <sup>4</sup>  | Iz=2141.69 cm <sup>4</sup>  | Ix=89.66 cm <sup>4</sup>  |
| tf=1.6 cm | Wply=2194.12 cm <sup>3</sup> | Wplz=335.88 cm <sup>3</sup> |                           |

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

|                              |                                   |                                  |                               |
|------------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|-------------------------------|
| N <sub>Ed</sub> = 5.56 T     | My <sub>Ed</sub> = -29.70 T*m     | Mz <sub>Ed</sub> = -0.00 T*m     | Vy <sub>Ed</sub> = 0.51 T     |
| N <sub>c,Rd</sub> = 294.49 T | My <sub>Ed,max</sub> = -29.70 T*m | Mz <sub>Ed,max</sub> = -0.16 T*m | Vy <sub>T,Rd</sub> = 106.07 T |
| N <sub>b,Rd</sub> = 294.49 T | My <sub>c,Rd</sub> = 55.93 T*m    | Mz <sub>c,Rd</sub> = 8.56 T*m    | Vz <sub>Ed</sub> = -8.16 T    |
|                              | MN <sub>y,Rd</sub> = 55.93 T*m    | MN <sub>z,Rd</sub> = 8.56 T*m    | Vz <sub>T,Rd</sub> = 88.12 T  |
|                              | Mb <sub>Rd</sub> = 45.30 T*m      |                                  | Tt <sub>Ed</sub> = 0.00 T*m   |
|                              |                                   |                                  | Classe de la section = 1      |



#### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$

$M_{cr} = 69.31 \text{ T}\cdot\text{m}$

Courbe, LT - c

$XLT = 0.67$

$L_{cr,low} = 8.79 \text{ m}$

$\lambda_{LT} = 0.94$

$\phi_{LT} = 0.97$

$XLT_{mod} = 0.81$

#### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zz} = 1.00$

#### FORMULES DE VERIFICATION:

**Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.28 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$

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

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$

$\tau_{ty,Ed}/(\phi_y/\sqrt{3} \cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$

$\tau_{tz,Ed}/(\phi_z/\sqrt{3} \cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.66 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.69 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.69 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$

#### DEPLACEMENTS LIMITES



**Flèches (REPÈRE LOCAL):**

$u_y = 0.1 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 6.3 \text{ cm}$

Vérifié

**Cas de charge décisif:**  $227 \text{ ELS}/73 = 1 \cdot 1.00 + 8 \cdot 0.90 + 3 \cdot 0.90 \cdot 1 \cdot 1.00 + (8+3) \cdot 0.90$

$u_z = 1.2 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 6.3 \text{ cm}$

Vérifié

**Cas de charge décisif:**  $233 \text{ ELS}/95 = 1 \cdot 1.00 + 9 \cdot 0.90 + 4 \cdot 0.90 \cdot 1 \cdot 1.00 + (9+4) \cdot 0.90$



**Déplacements (REPÈRE GLOBAL):** Non analysé

**Profil correct !!!**

## ➤ Vérification des Poteaux

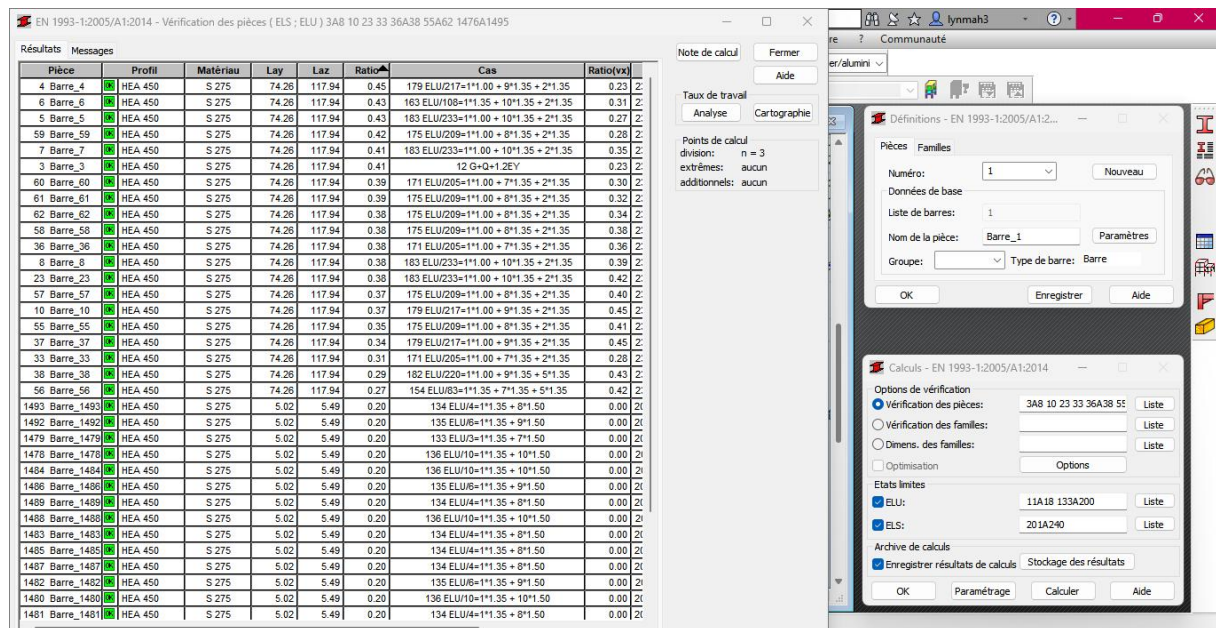


Figure D.3 Paramétrage des poteaux sur le logiciel Robot Structural Analysis

Nous obtenons ainsi pour la section des Poteaux un **HEA 450** qui passe avec toutes les vérifications et pour ce qui est du plus grand ratio qui est de 45% au niveau des poteaux pour le cas de charge à l'ELU comme le montre en détail la figure (A.4) :

| Pièce           | Profil  | Matériau | Lay   | Laz    | Ratio▲ | Cas                                   | Ratio(vx) |
|-----------------|---------|----------|-------|--------|--------|---------------------------------------|-----------|
| 4 Barre_4       | HEA 450 | S 275    | 74.26 | 117.94 | 0.45   | 179 ELU/217=1*1.00 + 9*1.35 + 2*1.35  | 0.23 2'   |
| 6 Barre_6       | HEA 450 | S 275    | 74.26 | 117.94 | 0.43   | 163 ELU/108=1*1.35 + 10*1.35 + 2*1.35 | 0.31 2'   |
| 5 Barre_5       | HEA 450 | S 275    | 74.26 | 117.94 | 0.43   | 183 ELU/233=1*1.00 + 10*1.35 + 2*1.35 | 0.27 2'   |
| 59 Barre_59     | HEA 450 | S 275    | 74.26 | 117.94 | 0.42   | 175 ELU/209=1*1.00 + 8*1.35 + 2*1.35  | 0.28 2'   |
| 7 Barre_7       | HEA 450 | S 275    | 74.26 | 117.94 | 0.41   | 183 ELU/233=1*1.00 + 10*1.35 + 2*1.35 | 0.35 2'   |
| 3 Barre_3       | HEA 450 | S 275    | 74.26 | 117.94 | 0.41   | 12 G+Q+1.2EY                          | 0.23 2'   |
| 60 Barre_60     | HEA 450 | S 275    | 74.26 | 117.94 | 0.39   | 171 ELU/205=1*1.00 + 7*1.35 + 2*1.35  | 0.30 2'   |
| 61 Barre_61     | HEA 450 | S 275    | 74.26 | 117.94 | 0.39   | 175 ELU/209=1*1.00 + 8*1.35 + 2*1.35  | 0.32 2'   |
| 62 Barre_62     | HEA 450 | S 275    | 74.26 | 117.94 | 0.38   | 175 ELU/209=1*1.00 + 8*1.35 + 2*1.35  | 0.34 2'   |
| 58 Barre_58     | HEA 450 | S 275    | 74.26 | 117.94 | 0.38   | 175 ELU/209=1*1.00 + 8*1.35 + 2*1.35  | 0.38 2'   |
| 36 Barre_36     | HEA 450 | S 275    | 74.26 | 117.94 | 0.38   | 171 ELU/205=1*1.00 + 7*1.35 + 2*1.35  | 0.36 2'   |
| 8 Barre_8       | HEA 450 | S 275    | 74.26 | 117.94 | 0.38   | 183 ELU/233=1*1.00 + 10*1.35 + 2*1.35 | 0.39 2'   |
| 23 Barre_23     | HEA 450 | S 275    | 74.26 | 117.94 | 0.38   | 183 ELU/233=1*1.00 + 10*1.35 + 2*1.35 | 0.42 2'   |
| 57 Barre_57     | HEA 450 | S 275    | 74.26 | 117.94 | 0.37   | 175 ELU/209=1*1.00 + 8*1.35 + 2*1.35  | 0.40 2'   |
| 10 Barre_10     | HEA 450 | S 275    | 74.26 | 117.94 | 0.37   | 179 ELU/217=1*1.00 + 9*1.35 + 2*1.35  | 0.45 2'   |
| 55 Barre_55     | HEA 450 | S 275    | 74.26 | 117.94 | 0.35   | 175 ELU/209=1*1.00 + 8*1.35 + 2*1.35  | 0.41 2'   |
| 37 Barre_37     | HEA 450 | S 275    | 74.26 | 117.94 | 0.34   | 179 ELU/217=1*1.00 + 9*1.35 + 2*1.35  | 0.45 2'   |
| 33 Barre_33     | HEA 450 | S 275    | 74.26 | 117.94 | 0.31   | 171 ELU/205=1*1.00 + 7*1.35 + 2*1.35  | 0.28 2'   |
| 38 Barre_38     | HEA 450 | S 275    | 74.26 | 117.94 | 0.29   | 182 ELU/220=1*1.00 + 9*1.35 + 5*1.35  | 0.43 2'   |
| 56 Barre_56     | HEA 450 | S 275    | 74.26 | 117.94 | 0.27   | 154 ELU/83=1*1.35 + 7*1.35 + 5*1.35   | 0.42 2'   |
| 1493 Barre_1493 | HEA 450 | S 275    | 5.02  | 5.49   | 0.20   | 134 ELU/4=1*1.35 + 8*1.50             | 0.00 2'   |
| 1492 Barre_1492 | HEA 450 | S 275    | 5.02  | 5.49   | 0.20   | 135 ELU/6=1*1.35 + 9*1.50             | 0.00 2'   |
| 1479 Barre_1479 | HEA 450 | S 275    | 5.02  | 5.49   | 0.20   | 133 ELU/3=1*1.35 + 7*1.50             | 0.00 2'   |
| 1478 Barre_1478 | HEA 450 | S 275    | 5.02  | 5.49   | 0.20   | 136 ELU/10=1*1.35 + 10*1.50           | 0.00 2'   |
| 1484 Barre_1484 | HEA 450 | S 275    | 5.02  | 5.49   | 0.20   | 136 ELU/10=1*1.35 + 10*1.50           | 0.00 2'   |
| 1486 Barre_1486 | HEA 450 | S 275    | 5.02  | 5.49   | 0.20   | 135 ELU/6=1*1.35 + 9*1.50             | 0.00 2'   |
| 1489 Barre_1489 | HEA 450 | S 275    | 5.02  | 5.49   | 0.20   | 134 ELU/4=1*1.35 + 8*1.50             | 0.00 2'   |
| 1488 Barre_1488 | HEA 450 | S 275    | 5.02  | 5.49   | 0.20   | 136 ELU/10=1*1.35 + 10*1.50           | 0.00 2'   |
| 1483 Barre_1483 | HEA 450 | S 275    | 5.02  | 5.49   | 0.20   | 134 ELU/4=1*1.35 + 8*1.50             | 0.00 2'   |
| 1485 Barre_1485 | HEA 450 | S 275    | 5.02  | 5.49   | 0.20   | 134 ELU/4=1*1.35 + 8*1.50             | 0.00 2'   |
| 1487 Barre_1487 | HEA 450 | S 275    | 5.02  | 5.49   | 0.20   | 134 ELU/4=1*1.35 + 8*1.50             | 0.00 2'   |
| 1482 Barre_1482 | HEA 450 | S 275    | 5.02  | 5.49   | 0.20   | 135 ELU/6=1*1.35 + 9*1.50             | 0.00 2'   |
| 1480 Barre_1480 | HEA 450 | S 275    | 5.02  | 5.49   | 0.20   | 136 ELU/10=1*1.35 + 10*1.50           | 0.00 2'   |
| 1481 Barre_1481 | HEA 450 | S 275    | 5.02  | 5.49   | 0.20   | 134 ELU/4=1*1.35 + 8*1.50             | 0.00 2'   |

Figure D.4 Détails obtenus pour chaque barre à la suite du paramétrage

Ci dessous la note de calcul de vérification de la barre la plus sollicitée, générée par Robot Structural Analysis :

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER-POTEAU

**NORME:** EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 4 Barre\_4

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

0.00 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 179 ELU/217=1\*1.00 + 9\*1.35 + 2\*1.35 1\*1.00+(9+2)\*1.35

**MATERIAU:**

S 275 ( S 275 )  $f_y = 275000.00$  kPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 450**

|           |                              |                             |                           |
|-----------|------------------------------|-----------------------------|---------------------------|
| h=44.0 cm | gM0=1.10                     | gM1=1.10                    |                           |
| b=30.0 cm | Ay=138.47 cm <sup>2</sup>    | Az=65.78 cm <sup>2</sup>    | Ax=178.03 cm <sup>2</sup> |
| tw=1.1 cm | Iy=63721.60 cm <sup>4</sup>  | Iz=9465.33 cm <sup>4</sup>  | Ix=244.61 cm <sup>4</sup> |
| tf=2.1 cm | Wply=3215.87 cm <sup>3</sup> | Wplz=965.53 cm <sup>3</sup> |                           |

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

|                              |                                  |                                  |                               |
|------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|-------------------------------|
| N <sub>Ed</sub> = 29.08 T    | My <sub>Ed</sub> = -5.20 T*m     | Mz <sub>Ed</sub> = -0.45 T*m     | Vy <sub>Ed</sub> = -0.16 T    |
| N <sub>c,Rd</sub> = 453.85 T | My <sub>Ed,max</sub> = 36.96 T*m | Mz <sub>Ed,max</sub> = -0.45 T*m | Vy <sub>T,Rd</sub> = 203.79 T |
| N <sub>b,Rd</sub> = 181.40 T | My <sub>c,Rd</sub> = 81.98 T*m   | Mz <sub>c,Rd</sub> = 24.61 T*m   | Vz <sub>Ed</sub> = -1.66 T    |
|                              | MN <sub>y,Rd</sub> = 81.98 T*m   | MN <sub>z,Rd</sub> = 24.61 T*m   | Vz <sub>T,Rd</sub> = 96.82 T  |
|                              |                                  |                                  | Tt <sub>Ed</sub> = 0.00 T*m   |
|                              |                                  |                                  | Classe de la section = 1      |

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

|                            |                         |
|----------------------------|-------------------------|
| Ly = 10.75 m               | Lam <sub>y</sub> = 0.86 |
| Lcr <sub>y</sub> = 14.05 m | Xy = 0.76               |
| Lamy = 74.26               | ky <sub>y</sub> = 0.78  |



en z:

|                           |                         |
|---------------------------|-------------------------|
| Lz = 10.75 m              | Lam <sub>z</sub> = 1.36 |
| Lcr <sub>z</sub> = 8.60 m | Xz = 0.40               |
| Lamz = 117.94             | kyz = 0.60              |

**FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$\lambda_{y} = 74.26 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 117.94 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.45 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.35 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**DEPLACEMENTS LIMITES****Flèches (REPÈRE LOCAL):** Non analysé**Déplacements (REPÈRE GLOBAL):**

$$v_x = 1.7 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 7.2 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

$$\text{Cas de charge décisiif: } 234 \text{ ELS}/97 = 1 \cdot 1.00 + 9 \cdot 0.90 + 5 \cdot 0.90 \quad 1 \cdot 1.00 + (9+5) \cdot 0.90$$

$$v_y = 0.2 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 7.2 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

$$\text{Cas de charge décisiif: } 231 \text{ ELS}/91 = 1 \cdot 1.00 + 9 \cdot 0.90 + 2 \cdot 0.90 \quad 1 \cdot 1.00 + (9+2) \cdot 0.90$$

**Profil correct !!!**

## **Annexe E**

# **Rapport Géotechnique Du Sol**

## CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

### ➤ Conclusions

Cette étude s'est basée sur la réalisation de deux sondages carottés de dix (10) mètres de profondeur, deux sondages Pressiométriques de dix (10) mètres de profondeur, deux essais piézométriques, quatre essais au pénétromètre dynamique, ainsi que des essais au laboratoire.

Les sondages carottés ont révélés un remblai, argiles noirâtres à grisâtres et argiles limoneuses.

Selon le RPA 99 version 2003, le terrain étudié est classé dans la catégorie S3 (Site Meuble).

L'analyse et l'interprétation des essais in situ montrent que les couches de sols rencontrées présentent des caractéristiques mécaniques relativement moyennes en profondeur.

Les fondations seront superficielles type semelles filantes ou isolée.

En prenant en considération les résultats obtenus des essais effectués in situ et au laboratoire, la contrainte admissible sera prise par rapport à la côte de terrain naturel au point le plus bas

En se basant sur les résultats des essais In-situ ainsi que ceux des essais de laboratoire obtenus, nous avons :

- ✓ Une contrainte admissible de 1.41 bars à partir de 2.00 m de profondeur par rapport à la côte de terrain naturel.

**Le tassement est admissible.**

**Le sol n'étant pas agressif d'après les résultats des essais chimiques.**

### ➤ Recommandations

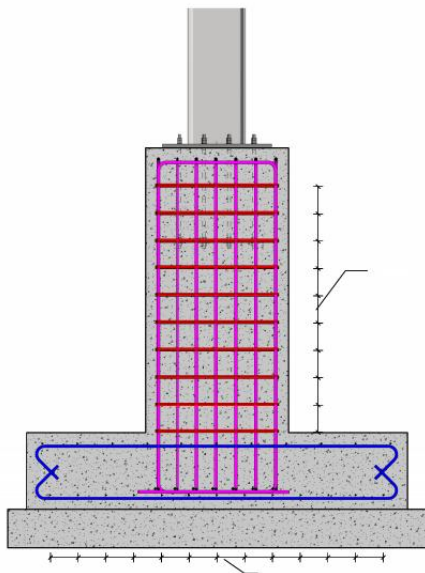
#### IX.2 Recommandations :

Afin d'éviter toute modification des caractéristiques de portance et de déformation du sol de fondations, il est recommandé de prendre des mesures préventives suivantes :

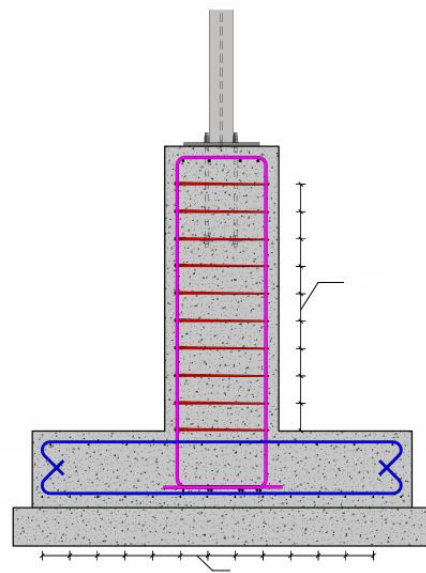
- Les travaux de terrassements et de creusement des fouilles doivent être évités durant les périodes de pluies.
- L'espace de temps séparant les terrassements des fouilles à la mise en place des bétons, doit être réduit pour ne pas permettre la stagnation prolongée et l'infiltration des eaux.
- Le terrain doit être assaini par la pose de drains périphériques qui vont recueillir les eaux de ruissellements et éviter tout apport d'eau au niveau de l'assiette des fonds de fouilles.
- Procéder immédiatement après l'ouverture des fonds des fouilles au coulage du béton de propreté.
- Réalisation d'une forme étanche au pourtour de l'immeuble pour empêcher toute sorte d'infiltration ;
- Blindage immédiat de fouilles pour éviter le remaniement et les éboulements des parois.
- Un contrôle visuel de la nature des couches sous-jacentes aux fondations doit être effectué lors des travaux de terrassements afin de déceler des éventuelles hétérogénéités locales.

## **Annexe F**

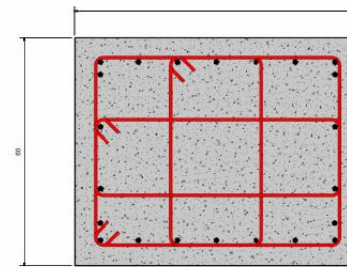
### **Plan De Ferrailage Type d'une Semelle Isolée sous Poteau en Charpente Métallique**



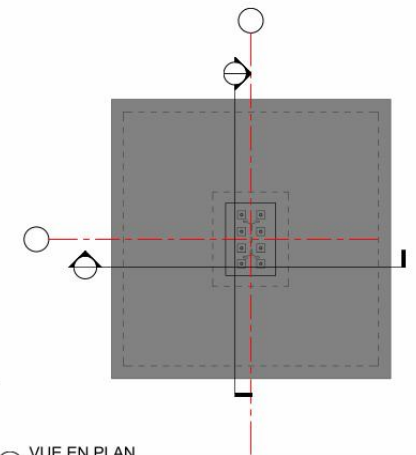
⑤ Coupe 3



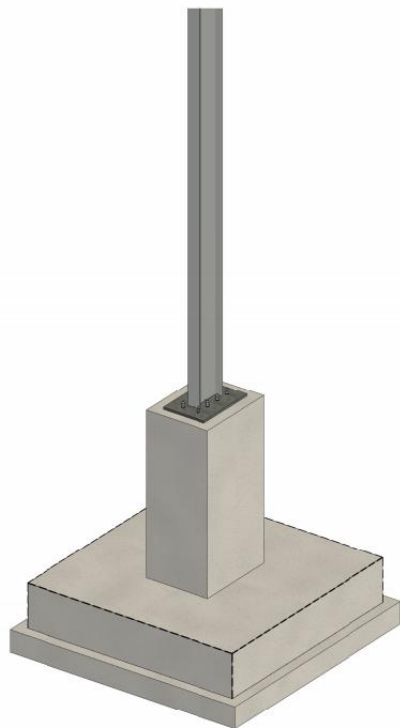
④ Coupe 4



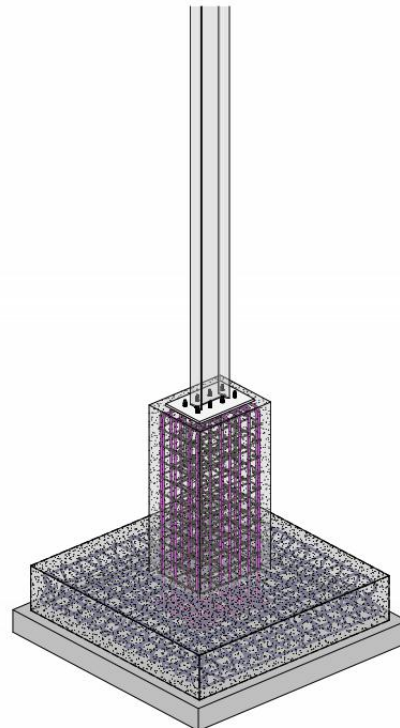
⑥ Détail 0



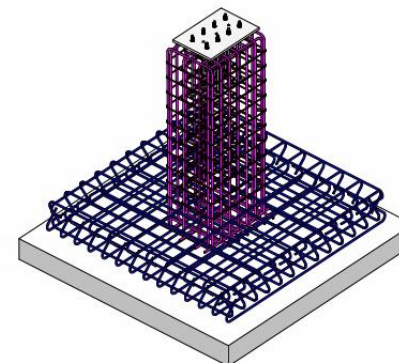
⑦ VUE EN PLAN



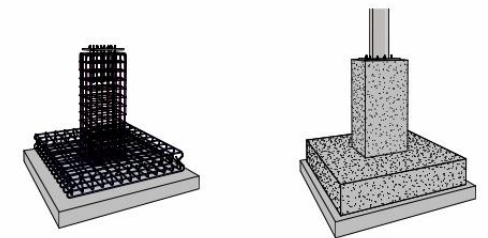
③ {3D} Copie 2



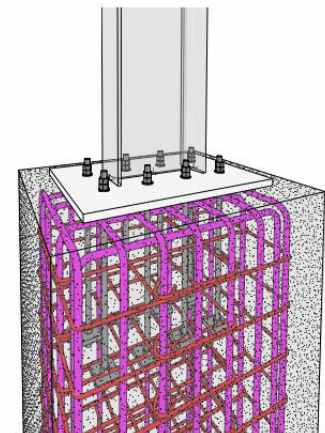
② {3D} Copie 1 Copie 1



① {3D} Copie 1

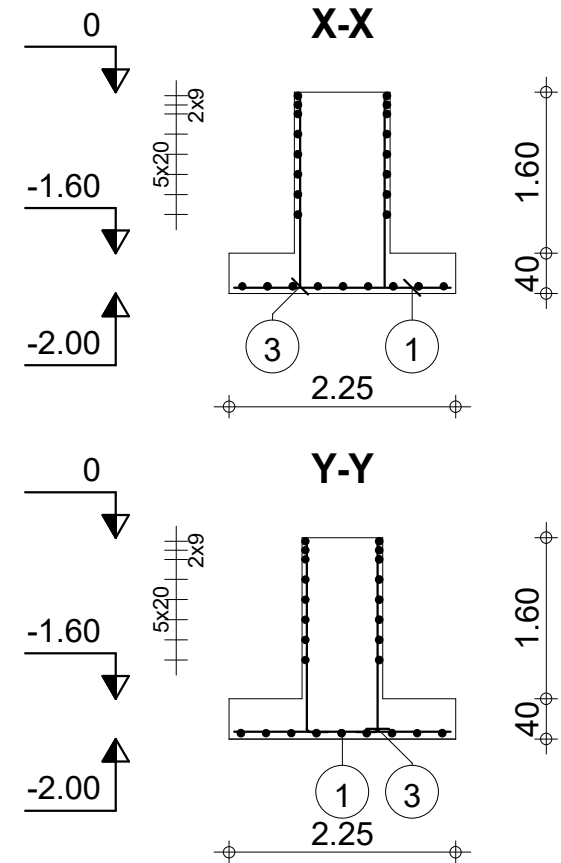
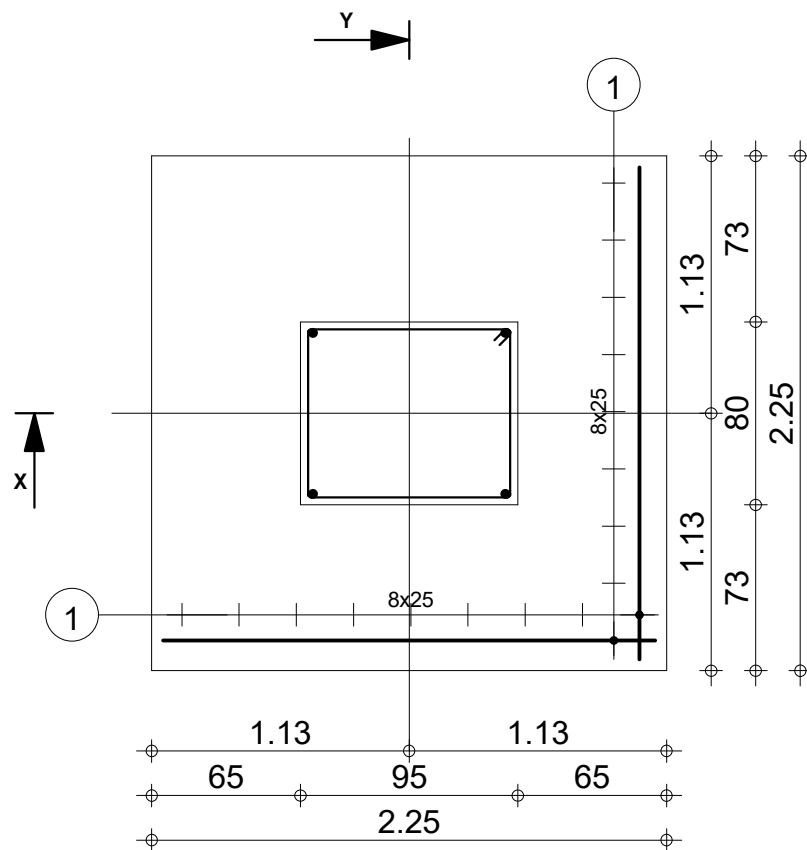


⑩ Vue 3D 2 Copie 1 Copie 1



## **Annexe G**

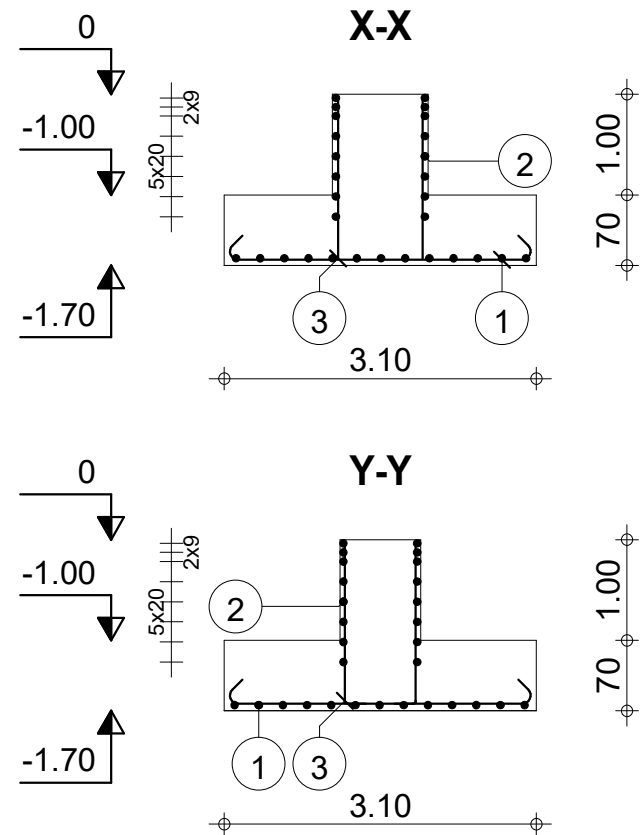
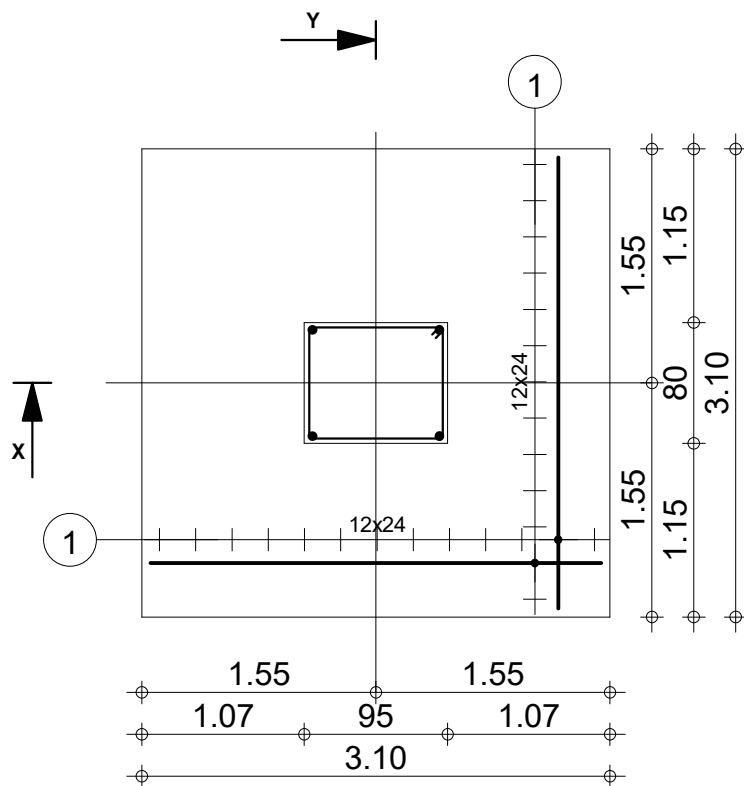
# **Les Plans De Ferrailage Des Semelles Isolées Sous Poteaux De l'Hangar**

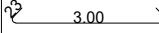
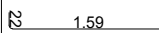


| Pos. | Armature | Code   | Forme |
|------|----------|--------|-------|
| ①    | 18HA 14  | l=2.15 | 00    |
| ②    | 8HA 6    | l=3.38 | 31    |
| ③    | 4HA 12   | l=2.08 | 00    |

|                                        |  |                              |  |                               |  |
|----------------------------------------|--|------------------------------|--|-------------------------------|--|
| Tél.                                   |  | Fax                          |  | Acier HA 400 = 46.8 kg        |  |
| Fissuration préjudiciable              |  | Béton : C25/30 = 3.24 m3     |  | Acier HA 400 = 13.4 kg        |  |
| Niveau standard                        |  | Surface du coffrage = 9.2 m2 |  | Enrobage c1 = 5 cm, c2 = 3 cm |  |
| Atelier mécanique PFE FINI + Fondation |  | Densité = 18.55 kg/ m3       |  | Echelle pour la vue 1/33      |  |
| Semelle sous palée de stabilité        |  | Nombre 1                     |  | Page 1/1                      |  |

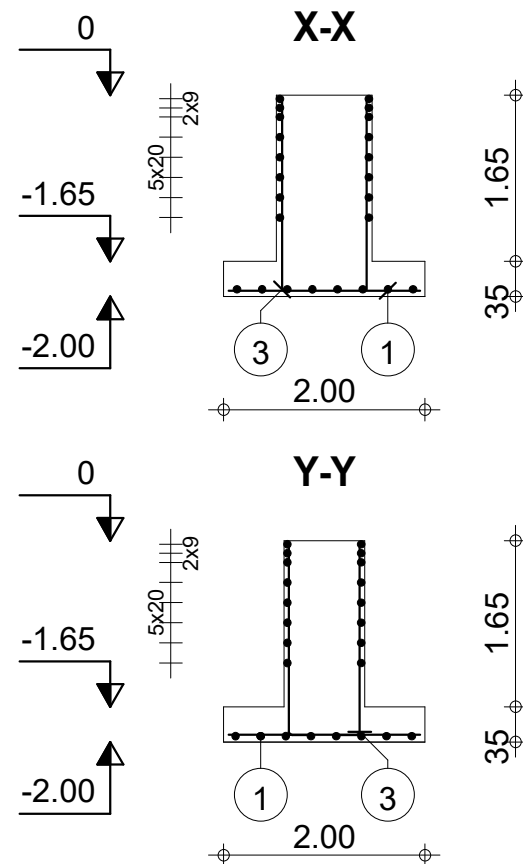
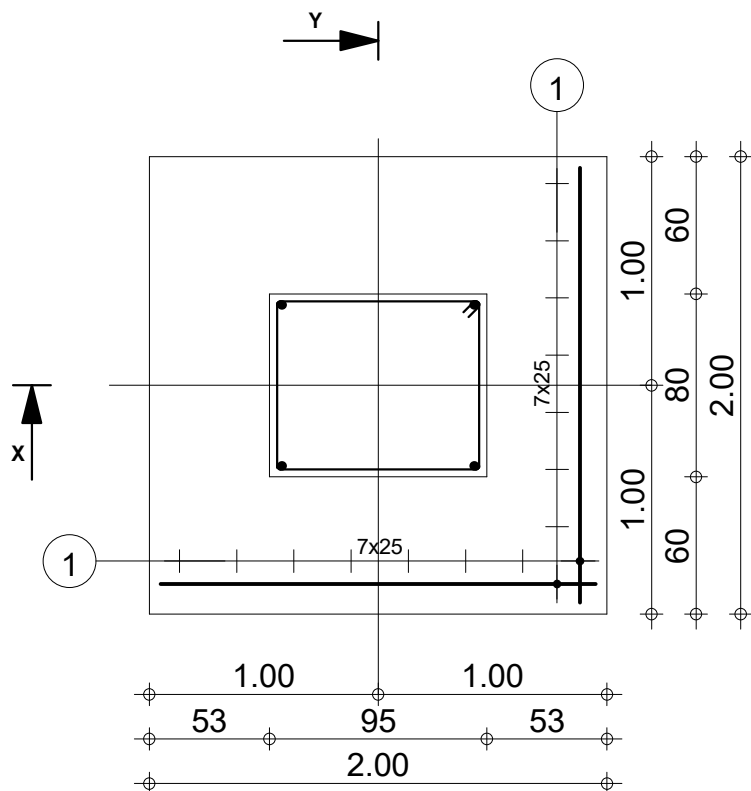




| Pos. | Armature | Code   | Forme                                                                                  |
|------|----------|--------|----------------------------------------------------------------------------------------|
| ①    | 26HA 14  | l=3.49 | 00  |
| ②    | 8HA 6    | l=3.38 | 31  |
| ③    | 4HA 12   | l=1.78 | 00  |

|                                        |  |                               |  |                               |  |
|----------------------------------------|--|-------------------------------|--|-------------------------------|--|
| Tél.                                   |  | Fax                           |  | Acier HA 400 = 110 kg         |  |
| Fissuration préjudiciable              |  | Béton : C25/30 = 7.49 m3      |  | Acier HA 400 = 12.3 kg        |  |
| Niveau standard                        |  | Surface du coffrage = 12.2 m2 |  | Enrobage c1 = 5 cm, c2 = 3 cm |  |
| Atelier mécanique PFE FINI + Fondation |  | Densité = 16.29 kg/ m3        |  | Echelle pour la vue 1/50      |  |
| Semelle poteau hangar                  |  | Nombre 1                      |  | Page 1/1                      |  |

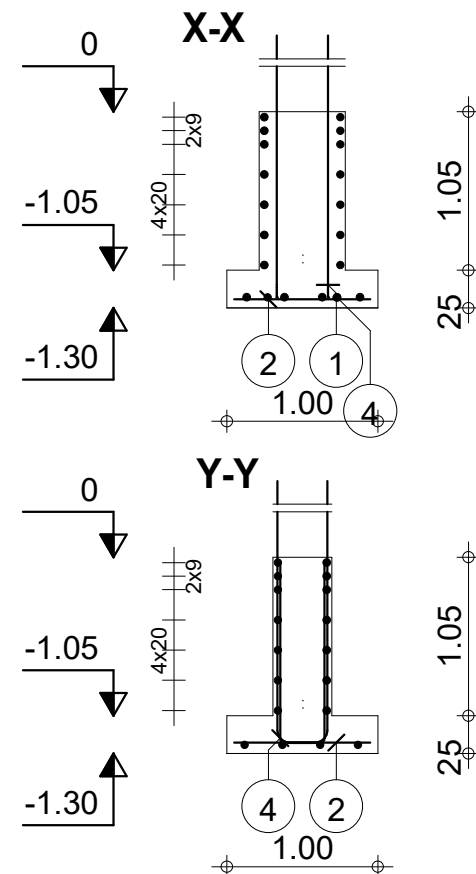
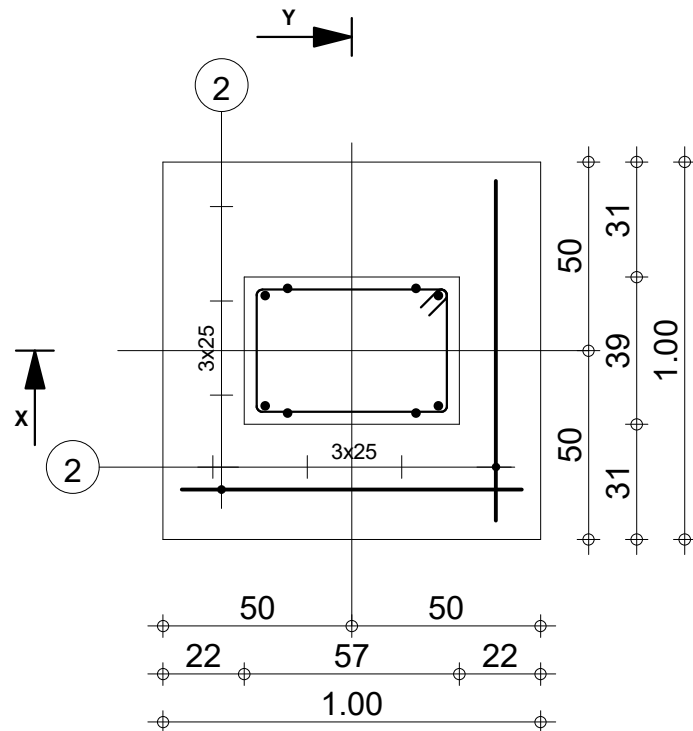




| Pos. | Armature | Code   | Forme |
|------|----------|--------|-------|
| ①    | 16HA 14  | l=1.90 | 00    |
| ②    | 8HA 6    | l=3.38 | 31    |
| ③    | 4HA 12   | l=2.08 | 00    |

|                                        |  |                          |  |                               |  |
|----------------------------------------|--|--------------------------|--|-------------------------------|--|
| Tél.                                   |  | Fax                      |  | Acier HA 400 = 36.7 kg        |  |
| Fissuration préjudiciable              |  | Béton : C25/30 = 2.65 m3 |  | Acier HA 400 = 13.4 kg        |  |
| Niveau standard                        |  | Semelle Plancher         |  | Surface du coffrage = 8.58 m2 |  |
| Atelier mécanique PFE FINI + Fondation |  | Nombre 1                 |  | Densité = 18.91 kg/ m3        |  |
|                                        |  |                          |  | Enrobage c1 = 5 cm, c2 = 3 cm |  |
|                                        |  |                          |  | Echelle pour la vue 1/33      |  |
|                                        |  |                          |  | Page 1/1                      |  |





| Pos. | Armature | Code   | Forme | Pos. | Armature | Code   | Forme |
|------|----------|--------|-------|------|----------|--------|-------|
| ①    | 4HA 14   | l=1.99 | 00    | ④    | 4HA 12   | l=1.38 | 00    |
| ②    | 8HA 14   | l=90   | 00    |      |          |        |       |
| ③    | 7HA 6    | l=1.80 | 31    |      |          |        |       |

|                                           |  |                                       |  |                               |  |
|-------------------------------------------|--|---------------------------------------|--|-------------------------------|--|
| Tél.                                      |  | Fax                                   |  | Acier HA 400 = 18.3 kg        |  |
| Fissuration préjudiciable                 |  | Béton : C25/30 = 0.483 m <sup>3</sup> |  | Acier HA 400 = 7.69 kg        |  |
| Surface du coffrage = 3.02 m <sup>2</sup> |  | Densité = 53.83 kg/ m <sup>3</sup>    |  | Enrobage c1 = 5 cm, c2 = 3 cm |  |
| Echelle pour la vue 1/20                  |  | Page 1/1                              |  |                               |  |



**Niveau standard**

Atelier mécanique PFE FINI + Fondation

**Semelle Potelet**

Nombre 1

# Références Bibliographiques

1. 1993-1-8, N. E. (s.d.). *Eurocode 3 Calcul des structures en acier. Partie 1-8 : calcul des assemblages*.
2. 1993-6, X. E. (Avril 2002). *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier et document d'application nationale. Partie 6 : Chemins de roulement*.
3. Crisinel, M. H. (s.d.). *Traité de Génie civil volume 11 Charpente Métallique conception et dimensionnement des halles et bâtiments*. Presse Polytechniques et universitaire romande.
4. Dahmani, L. (s.d.). *Calcul des éléments résistant d'une construction métallique*. Office des publications universitaire.
5. DAVIDOVICI, V. (s.d.). *FORMULAIRE DU BETON ARME 1 éléments de calcul interface béton armé/charpente métalliques*. E Moniteur.
6. *Document technique réglementaire sur les charges permanentes et charges d'exploitation DTR B.C 2.2*. (s.d.). Ministère de l'habitat.
7. DTR-BC2.331- Regles de calcul des fondations superficielles. (s.d.). Ministère de l'équipement et du logement.
8. Hamza, A. M. (Promo 2022-2023). *Etude d'un atelier mécanique en charpente métallique à deux versants équipé d'un pont roulant de 10 tonnes et deux mezanines*. USTHB.
9. Joamids, J. V.-J.-G. (s.d.). *Design of steel structures to Eurocodes*. Springer.
10. KHERROUBI Hamza, R. M. (Promo 2015-2016). *Etude et Conception d'un atelier de maintenance avec un pont roulant d'une capacité de 15 tonnes et deux blocs administratifs (R+1)*. USTHB.
11. Morel, J. (s.d.). *Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3*. EYROLLES.
12. Mostefa, M. F. (s.d.). *PRATIQUE DE LA CONSTRUCTION METALLIQUE 100 Exercices corrigés*. Office des publication universitaires.
13. Muzeau, J.-P. (2013). *La construction métallique avec les Eurocodes*. afnor editions / EYROLLES.

14. *Règlement Neige & Vent, Document Technique Réglementaire ( D. T.R. C 2-4.7 ).*  
(version 2013). Centre National d'Etudes et de Recherches Intégrées du Batiment.
15. Règles BAEL 91 révisées 99- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites . (Février 2000).
16. *Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM 97".* (s.d.).  
DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE D.T.R -B.C-2.44: CENTRE  
NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE.
17. SOUILIMI.A. (Promo 2022-2023). *Etude d'un hangar de maintenance mécanique avec pont roulant de 10 tonnes.* Encadré par Mme TEFRAT et Mme BOUKEZZI: ENSTP.