

REPUBLIQUE DU CAMEROUN

REPUBLIC OF CAMEROON



DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

MINISTRY OF HIGHER EDUCATION



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI PADOVA

DEPARTMENT OF CIVIL, ARCHITECTURAL
AND ENVIRONMENTAL ENGINEERING

ETUDE DES ASSEMBLAGES DANS LES STRUCTURES
RETICULAIRES PAR LA METHODE DES ELEMENTS
FINIS
CAS D'ETUDE : HANGAR METALLIQUE DANS LA
VILLE D'EDEA AU CAMEROUN

Mémoire de fin d'études soutenu en vue de l'obtention d'un diplôme d'Ingénieur de Génie Civil

Option : **Structures**

Présenté par :

TCHATCHOU YANOU BITCHEBE Ariel

Numéro Matricule : **16TP21247**

Supervisé par :

Prof. MBESSA Michel

Co-supervisé par :

Prof. Lezin SEBA MINSILI

Année académique : 2020/2021

REPUBLIQUE DU CAMEROUN

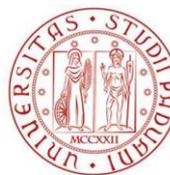
REPUBLIC OF CAMEROON



DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

MINISTRY OF HIGHER EDUCATION



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI PADOVA

DEPARTMENT OF CIVIL, ARCHITECTURAL
AND ENVIRONMENTAL ENGINEERING

ETUDE DES ASSEMBLAGES DANS LES STRUCTURES
RETICULAIRES PAR LA METHODE DES ELEMENTS
FINIS
CAS D'ETUDE : HANGAR METALLIQUE DANS LA
VILLE D'EDEA AU CAMEROUN

Mémoire de fin d'études soutenu en vue de l'obtention d'un diplôme d'Ingénieur de Génie Civil

Option : **Structures**

Présenté par :

TCHATCHOU YANOU BITCHEBE Ariel

Numéro Matricule : **16TP21247**

Supervisé par :

Prof. MBESSA Michel

Co-supervisé par :

Prof. Lezin SEBA MINSILI

Année académique : 2020/2021

DEDICACE

A

*Ma famille,
Spécialement à mes parents bien-aimés Mr. et Mme.
BITCHEBE*

REMERCIEMENTS

Ce travail n'aurait sans doute été rendu possible sans le concours de personnes ayant contribué directement et/ou indirectement à sa réalisation. Ainsi, je voudrais adresser mes sincères remerciements à :

- ❖ Le président du jury, pour avoir accepté de présider le jury de ma soutenance.
- ❖ L'Examinateur, pour avoir accepté d'évaluer ce travail, et de l'améliorer de par ses observations et propositions.
- ❖ Mes encadreurs Pr. MBESSA Michel, par ailleurs Chef de Département de génie civil de l'ENSTP qui, en dépit de ses grandes responsabilités a accepté de diriger ce travail, en collaboration avec Pr. Lezin SEBA MINSILI. Leur disponibilité, leur rigueur, leurs conseils et encouragements m'ont servi de boussole durant chacune des phases de déroulement de ce présent mémoire.
- ❖ Le Pr. NKENG George ELAMBO, Directeur de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, pour son dévouement afin d'assurer aux étudiants la meilleure des formations.
- ❖ Le Pr. Carmelo MAJORANA, Chef du Département d'Ingénierie Civile, Architecturale et Environnementale (DICEA) à l'Université de Padoue, qui travaille toujours pour le succès de cette formation.
- ❖ Le Dr M. BWEMBA Charles Loïc, Directeur adjoint de l'ENSTP, pour son aide perpétuelle et ses conseils durant tout notre cursus.
- ❖ Tout le personnel enseignant de l'ENSTP et de l'Université de Padoue pour l'ensemble des efforts qu'ils ont fourni durant ces cinq années et surtout pour la qualité de la formation.
- ❖ Ma famille et plus spécialement mon père BITCHEBE Désiré, ma mère FETNGO Cécile et toutes mes sœurs pour l'amour, l'éducation et le soutien moral et financier durant toutes ces années.
- ❖ Ing. Guillaume DJIODJIO pour son aide et ses précieux conseils et qui m'ont guidée durant ce travail.
- ❖ Tous mes camarades de classe et tous mes amis qui ont été une source de motivation et de ténacité.

LISTES DES ABBREVIATIONS ET DES SYMBOLES

ABBREVIATIONS

AISI	American Iron and Steel Institute
CETIM	Centre Technique des Industries Mécaniques
EC	Eurocode
ELS	Etat Limite de Service
ELU	Etat Limite Ultime
EN	European Norm (Norme Européenne)
MEF	Méthode des Eléments Finis
SAP	Structural Analysis Program
SCI	Steel Construction Institute
WSA	World Steel Association

SYMBOLES

A	Aire de la section
a	Épaisseur de gorge de soudure
A_b	Aire du boulon
A_{eff}	Aire efficace
A_{net}	Surface en coupe transversale nette
A_p	Surface de la plaque de base
A_v	Zone de cisaillement du profilé en acier
B	Largeur de la semelle du profilé en acier
b_{eff}	Largeur efficace
$b_{eff,t,wc}$	Largeur efficace de l'âme du poteau en tension
C_{dir}	Facteur directionnel
$c_e(z)$	Facteur d'exposition
$c_t(z)$	est le coefficient de topographie

$c_r(z)$	Facteur de rugosité
c_{pe}	Coefficient de pression externe
c_{pi}	Coefficient de pression interne
f_y	Limite d'élasticité
f_u	Résistance à la traction ultime
f_{ub}	Résistance ultime à la traction du boulon
$F_{t,Rd}$	Résistance à la traction des boulons
$F_{v,Rd}$	Résistance au cisaillement des boulons
G_k	Charges permanentes
H	Hauteur du profil en acier
$M_{b,Rd}$	Résistance au flambement par torsion latérale
$M_{c,Rd}$	Moment résistant
M_{ED}	Valeur de calcul du moment fléchissant
$N_{b,Rd}$	Résistance de calcul au flambement
$N_{c,Rd}$	Résistance à la compression axiale
N_{ED}	Valeur de calcul de l'effort axial
$N_{pl,Rd}$	Résistance plastique de calcul de la section brute
$N_{t,Rd}$	Résistance de calcul à la traction
$N_{u,Rd}$	Résistance ultime de calcul de la section nette au niveau des trous de fixations
Q_k	Charges variables
t_p	Épaisseur de la plaque
t_w	Épaisseur d'âme du profilé en acier
V_{Ed}	Valeur de calcul de l'effort de cisaillement
V_{Rd}	Résistance au cisaillement des connecteurs
$V_{pl,Rd}$	Résistance de calcul au cisaillement

RESUME

L'objectif principal de ce travail était d'étudier le comportement des assemblages ou connexions dans une structure réticulaire à travers une modélisation 3D, suivie d'une analyse numérique de ceux-ci basée sur la méthode des éléments finis. Cette étude a été mise en application à la ferme d'un hangar métallique, de 20 m de large sur 50 m de long et 7 m de haut sous panne faîtière, en projet de construction dans la ville d'Edéa au Cameroun. Pour atteindre cet objectif, une revue de la littérature a tout d'abord été réalisée, pour permettre une certaine compréhension des notions de structures réticulaires, d'assemblages en construction métallique, de chocs de véhicule sur les structures et d'analyse de structures par la méthode des éléments finis. Ensuite, après avoir présenté les procédures de conception des structures métalliques suivant la norme des Eurocodes ainsi que les développements matriciels utilisés par le logiciel d'éléments finis pour résoudre les structures en treillis telles que les fermes, le hangar a été modélisé dans le logiciel SAP2000 pour obtenir les sollicitations dues aux charges externes auxquelles il est soumis. Une fois ces sollicitations obtenues, les éléments structuraux et les assemblages ont été dimensionnés et toutes les sections utilisées se sont avérées correctes. Par la suite, une charge statique équivalente de choc a été appliquée sur la structure et un effet global a été observé, montrant pour une collision sur un poteau contreventé, d'importantes déformations du poteau sans déplacement apparent des éléments structuraux. Par contre, la même charge appliquée sur un poteau non contreventé de la structure entraîne des déformations moins importantes du poteau mais accompagnées de déformations considérables des éléments structuraux environnant ainsi que des déplacements dans tout le portique considéré. Les déformations des éléments structuraux ont pu être observées, mais pas celles des connexions ; une modélisation 3D et une analyse locale ont donc été nécessaires pour décrire le comportement ou les mécanismes de déformations de ces derniers. L'étude étant basée sur les connexions dans la ferme, deux connexions ont été choisies dans celle-ci pour être analysées dans le logiciel Abaqus/CAE. L'analyse a été réalisée en deux phases dont la première a consisté à soumettre les assemblages aux sollicitations de conception et de comparer les contraintes résultantes aux contraintes limites de chaque élément afin de s'assurer de leur stabilité. Les résultats ont été plutôt concluants car en effet, les deux connexions se sont avérées stables. Par la suite, la deuxième analyse a consisté à soumettre les mêmes connexions aux déplacements engendrés dans la ferme par le choc de véhicule sur la structure, ceux-ci variant de 5,85 mm à 6,1 mm. Les résultats obtenus ont montré qu'un déplacement aussi infime engendre au niveau des deux connexions d'importantes déformations plastiques des éléments connectés, des phénomènes de striction dans les boulons dus à une traction élevée dans la plaque, une rupture des plaques et même des éléments au niveau des trous de boulons due à une déformation excessive de ceux-ci.

Mots clés : Structures réticulaires, Assemblages dans les structures métalliques, Méthode des Éléments Finis, Charge de choc de véhicule sur les structures.

ABSTRACT

The main objective of this work was to study the behavior of joints or connections in a reticular structure through 3D modeling, followed by a numerical analysis of these, based on the finite element method. This study was implemented on the truss of a metal shed, 20 m wide by 50 m long and 7 m high under a ridge purlin, under construction project in the city of Edéa in Cameroon. To achieve this objective, a review of the literature was first carried out, to allow a certain understanding of the notions of reticular structures, connections in steel construction, vehicle impacts on structures and analysis of structures by the finite element method. Then, after presenting the design procedures for steel structures according to the Eurocodes standard as well as the matrix developments used by the finite element software to solve the truss structures such, the hangar was modeled in the SAP2000 software to obtain the stresses due to the external loads to which it is subjected. Once these stresses were obtained, the structural elements and connections were designed and all the sections used proved to be correct. Subsequently, an equivalent static shock load was applied to the structure and a global effect was observed, showing for a collision on a braced column, significant deformations of the column without apparent displacement of the structural elements. On the other hand, the same load applied to an unbraced column of the structure leads to less significant deformations of the column but accompanied by considerable deformations of the surrounding structural elements as well as displacements throughout the frame considered. The deformations of the structural elements could be observed, but not those of the connections ; 3D modeling and local analysis were therefore necessary to describe the behavior or deformation mechanisms of the latter. The study being based on the connections in the truss, two connections were chosen in this one to be analyzed in the Abaqus/CAE software. The analysis was carried out in two phases, the first of which consisted in subjecting the connections to the design stresses and comparing the resulting stresses with the limit stresses of each element in order to ensure their stability. The results were rather conclusive because indeed, the two connections proved to be stable. Subsequently, the second analysis consisted in subjecting the same connections to the displacements generated in the truss by the impact of the vehicle on the structure, these varying from 5.85 mm to 6,1 mm. The results obtained showed that such a small displacement generates, at the level of the two connections, significant plastic deformations of the connected elements, necking phenomena in the bolts due to high tension in the plate, rupture of the plates and even of the elements at the level of the bolt holes due to excessive deformation of the bolts.

Keywords : Reticular structures, Connections in steel structures, Finite Element Method, Vehicle impact load on structures.

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1. Armatures pour béton armé (infociments, Avril 2018).....	12
Figure 1.2. Pipeline de gaz naturel (Connaissance des énergies, 2015).....	12
Figure 1.3. Moteur V de voiture (Avatacar, 2022).....	12
Figure 1.4. Rail de Voie ferrée (techno-science.net).....	12
Figure 1.5. Tracteur agricole (www.marsaleix.fr).....	13
Figure 1.6. Transformateur électrique (www.dreamstime.com).....	13
Figure 1.7. Modules élémentaires de tenségrité : (a) triplex et (b) octaèdre (Maurin et al., 2011)	17
Figure 1.8. Needle Tower : (a) vue intérieure et (b) vue extérieure (Kenneth Snelson, 1968).....	18
Figure 1.9. Grilles spatiales de tenségrité modulaires : (a) plane et (b) courbe (Maurin et al., 2011).....	18
Figure 1.10. Anneaux de tenségrité (Maurin et al., 2011).....	19
Figure 1.11. Passerelle constituée d’anneaux de tenségrité (Passoli, 2019).....	19
Figure 1.12. Pavillon japonais : (a) vue intérieure, (b) vue latérale et (c) vue aérienne (Dalbéra, 2010).....	20
Figure 1.13. Eden project : (a) Vue aérienne et (b) vue intérieure (https://stringfixer.com/) .	21
Figure 1.14. Poutre Pratt (Glulam, 2018).....	22
Figure 1.15. Composantes d’une poutre treillis	22
Figure 1.16. Poutre Warren (Glulam, 2018).....	22
Figure 1.17. Poutre à treillis en croix de Saint-André (Glulam, 2018).....	23
Figure 1.18. Ferme Polonceau (Bou Chaaya, 2015).....	23
Figure 1.19. Autres configurations possibles de fermes (Bou Chaaya, 2015).....	23
Figure 1.20. Poutres bow-string : (a) à membrure inférieure horizontale et (b) à entrain retroussé (Glulam, 2018).....	24
Figure 1.21. Rivet à tête sphérique.....	25
Figure 1.22. Tour Eiffel rivetée (www.dreamstime.com).....	25
Figure 1.23. Parties d’un boulon	26
Figure 1.24. Poteau boulonné (Ballio e Bernuzzi, 2004).....	26
Figure 1.25. Boulon HR (STRRES, 2014).....	26
Figure 1.26. Fonctionnement d’un joint de cisaillement précontraint : (a) Répartition des forces de frottement et (b) Action de serrage.....	27
Figure 1.27. Procédé de soudure à l’arc électrique (MEDJAHED, 2020).....	28
Figure 1.28. Types de joints soudés : a) soudure bout à bout, b) joint d’angle, c) joint à bords relevés, d) joint en T, e) assemblage par recouvrement simple et f) assemblage symétrique par simple couvre-joint et double couvre-joint (MEDJAHED, 2020).	29
Figure 1.29. Tube d’adhésif époxy bi-composant (www.henkel-adhesives.com).....	30
Figure 1.30. Parties d’un profilé I ou H	32
Figure 1.31. Types de liaison poutre- poutre (Ballio e Bernuzzi, 2004).....	32
Figure 1.32. Types de liaisons poteau - poteau (Ballio e Bernuzzi, 2004).....	33
Figure 1.33. Types de liaison entre poteaux de dimensions différentes (Ballio e Bernuzzi, 2004)	33
Figure 1.34. Types de liaison poteau - poutre (Ballio e Bernuzzi, 2004).....	34
Figure 1.35. Types de liaisons entre les éléments de ferme (ESTHER, 2003).....	34
Figure 1.36. Configurations possibles de liaison entre une ferme et un poteau (ESTHER, 2003)	35
Figure 1.37. Liaisons dans les contreventements verticaux (Ballio e Bernuzzi, 2004)	35

Figure 1.38. Liaisons dans les contreventements horizontaux du portique (Ballio e Bernuzzi, 2004).....	35
Figure 1.39. Liaisons dans les contreventements horizontaux de la charpente (vue de dessus) (ESTHER, 2003)	35
Figure 1.40. Type de liaison entre la base du poteau et la fondation au sol (Ballio e Bernuzzi, 2004).....	36
Figure 1.41. Représentation simplifiée de l'effort en fonction du temps d'impact (EMPA, 1966)	39
Figure 1.42. Modèle de choc et temps de croissance (ENV 1991-2-7).....	41
Figure 1.43. Croquis pour les chocs de véhicules (EN 1991-1-7) (vue de dessus et coupes en travers : route en déblai, en terrain plat, et en remblai).....	42
Figure 1.44. Géométries des éléments utilisés pour la discrétisation : a) en 1D, b) en 2D et c) en 3D (Eugenio, 2009)	43
Figure 2.1. Pressions du vent, exercées sur des parois (EN 1991-1-4)	50
Figure 2.2. Force d'impact contre les ponts et les structures portantes de bâtiments situés à proximité de voies de circulation (EN 1991-1-7).....	52
Figure 2.3. Définition de l'aire nette de la section transversale (EN 1993-1-1)	56
Figure 2.4. Aire de résistance au cisaillement (A_v) d'une poutre en I.....	64
Figure 2.5. Notations pour l'espacement des éléments d'attache (EN 1993-1-1).....	68
Figure 2.6. Surface en compression sous la plaque d'assise	73
Figure 2.7. Ancrage des tiges dans la fondation (EC3).....	74
Figure 2.8. Élément barre aligné à l'horizontal.....	75
Figure 2.9. Allongement d'un élément et diagrammes de corps libre, montrant le sens positif de p^e et F_l^e	76
Figure 2.10. (a) Structure de barres à deux éléments et (b) le modèle d'éléments finis.....	78
Figure 2.11. Scission de la structure de la Figure 2.10 en deux parties	78
Figure 2.12. Diagrammes de corps libre des nœuds et des éléments (les forces externes sont indiquées au-dessus des nœuds mais agissent sur la même ligne) : (a) système complet avec numéros des nœuds globaux, (b) diagrammes de corps libre d'éléments avec les numéros des nœuds locaux et (c) diagrammes de corps libre des nœuds	78
Figure 2.13. Un élément de treillis bidimensionnel dans le système de coordonnées local ($x1'e, y1'e$).....	80
Figure 3.1. Vue 3D du hangar métallique	85
Figure 3.2. Sollicitations maximales dans les poutres.....	90
Figure 3.3. Localisation de l'élément en compression maximale dans la ferme.....	91
Figure 3.4. Localisation de l'élément en tension maximale dans la ferme	92
Figure 3.5. Illustration de la disposition des 4 boulons M20	97
Figure 3.6. Choix de la connexion dans la ferme	98
Figure 3.7. Choix de la connexion poteau-ferme	98
Figure 3.8. Illustration de la disposition des 4 boulons M14	99
Figure 3.9. Forces agissant sur la plaque d'extrémité	101
Figure 3.10. Choix de la connexion poteau-contreventement.....	103
Figure 3.11. Illustration de la disposition des 2 boulons M20	103
Figure 3.12. Choix de la connexion à la base du poteau	104
Figure 3.13. Vue en plan détaillée de la connexion de la base du poteau (en mm)	106
Figure 3.14. Section transversale de la connexion poteau-semelle.....	106
Figure 3.15. Application de la charge de choc sur le poteau 1	107

Figure 3.16. Déformation des éléments structuraux due à l'application de la charge de choc sur le poteau 1	107
Figure 3.17. Déformation des éléments structuraux due à l'application de la charge de choc sur le poteau 6 (Vue latérale gauche)	108
Figure 3.18. Déformation des éléments structuraux due à l'application de la charge de choc sur le poteau 6 (Vue latérale droite)	108
Figure 3.19. Application de la charge de choc sur le poteau 6.....	108
Figure 3.20. Effet du choc de véhicule, appliqué au poteau 6, sur tout le portique N°6.....	109
Figure 3.21. Modèle MEF des poutres de section 2L100×100×8	110
Figure 3.22. Modèle MEF des poteaux en IPE 330	111
Figure 3.23. Modélisation MEF de la plaque de gousset de la connexion sélectionnée dans la ferme.....	112
Figure 3.24. Modélisation MEF de la plaque de gousset de la connexion poteau-ferme.....	112
Figure 3.25. Modélisation MEF de la plaque d'extrémité de la connexion poteau-ferme....	113
Figure 3.26. Modèle MEF de boulons M20	114
Figure 3.27. Modèle MEF de boulons M14	114
Figure 3.28. Modèle MEF de boulons M16	114
Figure 3.29. Modèle MEF de la connexion dans la ferme	115
Figure 3.30. Modèle MEF de la connexion poteau-ferme.....	115
Figure 3.31. Chargement et conditions aux limites de la connexion dans la ferme	117
Figure 3.32. Chargement et conditions aux limites dans la connexion poteau-ferme.....	117
Figure 3.33. Contraintes dans les boulons de la connexion dans la ferme	118
Figure 3.34. Contraintes au niveau de la diagonale de la ferme.....	119
Figure 3.35. Contraintes dans le montant de la ferme	119
Figure 3.36. Contraintes dans la membrure horizontale de la ferme.....	119
Figure 3.37. Contraintes dans la plaque d'attache de la connexion dans la ferme.....	120
Figure 3.38. Contraintes dans les boulons de la connexion poteau - ferme	121
Figure 3.39. Contraintes dans la membrure supérieure de la connexion poteau-ferme	121
Figure 3.40. Contraintes dans la membrure inférieure de la connexion poteau-ferme	121
Figure 3.41. Contraintes dans la plaque de gousset de la connexion poteau-ferme	122
Figure 3.42. Contraintes dans la plaque d'extrémité de la connexion poteau-ferme	122
Figure 3.43. Distribution des contraintes dans le poteau	123
Figure 3.44. Défaillance des boulons dans la connexion de ferme	124
Figure 3.45. Déformation plastique du montant dans la connexion de ferme.....	124
Figure 3.46. Défaillance de la diagonale dans la connexion de ferme	125
Figure 3.47. Défaillance de la membrure inférieure dans la connexion de ferme.....	125
Figure 3.48. Déformation plastique de la plaque de gousset.....	126
Figure 3.49. Déformation plastique des boulons dans la connexion poteau-ferme.....	127
Figure 3.50. Défaillance de la membrure supérieure dans la connexion poteau-ferme	127
Figure 3.51. Défaillance de la membrure inférieure dans la connexion poteau-ferme	127
Figure 3.52. Déformation plastique de la plaque de gousset dans la connexion poteau-ferme	128
Figure 3.53. Déformation de la plaque d'extrémité dans la connexion poteau-ferme	128
Figure 3.54. Déformation plastique du poteau	129

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1. Propriétés physiques de l'acier.....	5
Tableau 1.2. Propriétés mécaniques de l'acier.....	7
Tableau 1.3. Valeurs de calcul indicatives des forces statiques équivalentes à l'impact d'un véhicule sur des éléments soutenant des structures situées au-dessus ou à proximité de chaussées (EN 1991-1-7).	40
Tableau 2.1. Valeurs de calcul indicatives des forces statiques équivalentes à l'impact d'un véhicule sur des éléments soutenant des structures situées au-dessus ou à proximité de chaussées (EN 1991-1-7).	51
Tableau 2.2. Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois internes comprimées.....	54
Tableau 2.3. Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées (semelles en console)	55
Tableau 2.4. Rapports largeur-épaisseur maximaux pour membres en flexion et/ou compression.....	55
Tableau 2.5. Facteurs d'imperfection.....	59
Tableau 2.6. Choix d'une courbe de flambement pour une section transversale.....	59
Tableau 2.7. Coefficients de réduction	60
Tableau 2.8. Valeurs recommandées pour les courbes de flambement par torsion latérale pour les sections utilisant l'équation (2.39).	63
Tableau 2.9. Valeurs de c_1 (BS EN 1993-1-1)	64
Tableau 2.10. Coefficients minorateurs β_2 et β_3	70
Tableau 2.11. Valeurs du facteur de corrélation β_w (EN 1993-1-1).....	71
Tableau 3.1. Propriétés des matériaux utilisés	85
Tableau 3.2. Poids spécifique de l'acier pour le calcul du poids propre des éléments structuraux.....	87
Tableau 3.3. Poids propre des éléments non structuraux.....	87
Tableau 3.4. Classification des toitures.....	87
Tableau 3.5. Détermination de la charge du vent.....	88
Tableau 3.6. Sollicitations maximales dans les pannes.....	89
Tableau 3.7. Propriétés de l'IPE 120	89
Tableau 3.8. Vérification des pannes	90
Tableau 3.9. Sollicitations maximales dans les poutres	91
Tableau 3.10. Propriétés des profilés 2L100×100×8	92
Tableau 3.11. Vérification des éléments de ferme comprimés	92
Tableau 3.12. Vérification des éléments de ferme tendus.....	93
Tableau 3.13. Propriétés section SHS 80×80×5	93
Tableau 3.14. Vérification des éléments de contreventement tendus du toit.....	93
Tableau 3.15. Propriétés section SHS 100×100×5	94
Tableau 3.16. Vérification des éléments de contreventement tendus des poteaux	94
Tableau 3.17. Sollicitations maximales dans les poteaux	94
Tableau 3.18. Propriétés de l'IPE 330	94

Tableau 3.19. Vérification des poteaux.....	95
Tableau 3.20. Vérifications de la section de la semelle de fondation	96
Tableau 3.21. Caractéristiques des boulons et de la plaque d’assemblage pour les connexions dans la ferme	96
Tableau 3.22. Vérifications du boulonnage des connexions dans la ferme	97
Tableau 3.23. Détails du nœud sélectionné dans la ferme	98
Tableau 3.24. Caractéristiques des boulons et de la plaque d’assemblage au droit de la connexion poteau-ferme	99
Tableau 3.25. Vérifications du boulonnage de la membrure supérieure comprimée.....	99
Tableau 3.26. Vérifications du boulonnage de la membrure inférieure tendue	100
Tableau 3.27. Vérification du boulonnage de la plaque au poteau	101
Tableau 3.28. Vérification de la soudure d’angle	101
Tableau 3.29. Détails de la connexion poteau – ferme	102
Tableau 3.30. Caractéristiques des boulons et de la plaque pour la connexion poteau-contreventement	103
Tableau 3.31. Vérifications du boulonnage du contreventement.....	103
Tableau 3.32. Détails de la connexion poteau-contreventement.....	104
Tableau 3.33. Valeurs des sollicitations obtenues au bas du poteau sélectionné.....	105
Tableau 3.34. Vérifications de la connexion à la base du poteau	105
Tableau 3.35. Propriétés utilisées pour l’acier S235	110
Tableau 3.36. Propriétés utilisées pour l’acier S355	111
Tableau 3.37. Propriétés utilisés pour les boulons de classe 10.9.....	113
Tableau 3.38. Comparaison des contraintes dans chaque élément de la connexion dans la ferme	120
Tableau 3.39. Comparaison des contraintes dans chaque élément de la connexion poteau-ferme	123
Tableau 3.40. . Comparaison des contraintes dans chaque élément de la connexion dans la ferme après application des déplacements	126
Tableau 3.41. Comparaison des contraintes dans chaque élément de la connexion poteau-ferme après application des déplacements.....	129

SOMMAIRE

DEDICACE.....	I
REMERCIEMENTS	II
LISTES DES ABBREVIATIONS ET DES SYMBOLES	III
RESUME.....	V
ABSTRACT	VI
LISTE DES FIGURES.....	VII
LISTE DES TABLEAUX.....	X
SOMMAIRE	XII
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE 1. REVUE DE LA LITTERATURE	2
INTRODUCTION.....	2
1.1. L'Acier	2
1.1.1. Matières premières	2
1.1.2. Elaboration de l'acier	3
1.1.2.1. Procédé Bessemer	3
1.1.2.2. Procédé Thomas	3
1.1.2.3. Procédé Martin-Siemens	4
1.1.3. Propriétés de l'acier.....	5
1.1.3.1. Propriétés Physiques	5
1.1.3.2. Propriétés Chimiques	5
1.1.3.3. Propriétés Mécaniques	6
1.1.3.4. Propriétés technologiques	7
1.1.4. Typologie des aciers.....	8
1.1.4.1. Acier au carbone.....	8
1.1.4.2. Acier allié	9
1.1.4.3. Acier à outils	10
1.1.4.4. Acier inoxydable	10
1.1.5. Domaines d'utilisation de l'acier	11
1.1.5.1. Bâtiments et travaux publics	11
1.1.5.2. Industrie automobile et transports	12
1.1.5.3. Equipements mécaniques	13
1.1.5.4. Equipements électriques.....	13
1.1.5.5. Appareils électroménagers	14
1.1.5.6. Médecine	14
1.1.6. Défauts de l'acier	14
1.1.7. Traitement des défauts de l'acier	14

1.1.7.1. Revêtement de Peinture.....	15
1.1.7.2. Revêtement métallique.....	15
1.1.7.3. Revêtement en émail vitrifié.....	16
1.2. Structures réticulaires.....	16
1.2.1. Structures réticulaires spatiales.....	17
1.2.1.1. Structures réticulaires en état de tenségrité.....	17
1.2.1.2. Structures en gridshell.....	19
1.2.1.3. Dômes géodésiques.....	20
1.2.2. Structures réticulaires planes.....	21
1.2.2.1. Poutres à treillis à membrures parallèles.....	22
1.2.2.2. Poutres à treillis à membrures non parallèles.....	23
1.3. Méthodes d'assemblage dans les structures métalliques.....	24
1.3.1. Le rivetage.....	24
1.3.2. Le boulonnage.....	25
1.3.3. Le soudage.....	27
1.3.4. Le collage.....	29
1.4. Types de connexions dans les structures métalliques.....	31
1.4.1. Liaison poutre - poutre.....	31
1.4.2. Liaison poteau - poteau.....	32
1.4.3. Liaison poteau-poutre.....	34
1.4.4. Liaison au niveau des fermes de charpente.....	34
1.4.5. Liaison dans les contreventements.....	35
1.4.6. Appui au sol d'un poteau.....	36
1.5. Notion de chocs sur les structures.....	36
1.5.1. Caractérisation du choc de véhicule sur une structure.....	36
1.5.2. Méthodes de détermination de la force d'impact.....	37
1.5.2.1. Principe fondamental de la dynamique (PFD).....	37
1.5.2.2. Essais d'impact.....	38
1.5.2.3. Formulation de l'Eurocode.....	39
1.6. Méthode d'analyse de structures par éléments finis.....	42
CONCLUSION.....	45
CHAPITRE 2. METHODOLOGIE.....	46
INTRODUCTION.....	46
2.1. Reconnaissance du site.....	46
2.2. Collecte des données.....	46
2.2.1. Données architecturales.....	46
2.2.2. Données structurales.....	46
2.3. Méthode de dimensionnement des structures métalliques.....	47
2.3.1. Détermination des charges.....	47
2.3.3.1. Charges permanentes.....	47
2.3.3.2. Charges variables.....	47

2.3.3.3. Charge d'un choc de véhicule	50
2.3.2. Combinaison de charges.....	52
2.3.2.1. Cas des charges statiques	52
2.3.2.2. Cas de la charge accidentelle (choc de véhicule).....	53
2.3.3. Dimensionnement des éléments structuraux	53
2.3.3.1. Classification des sections.....	54
2.3.3.2. Eléments soumis à une traction.....	56
2.3.3.3. Eléments soumis à une compression.....	57
2.3.3.4. Eléments soumis à un moment fléchissant.....	61
2.3.3.5. Eléments soumis à un effort tranchant	64
2.3.3.6. Interaction moment fléchissant et effort tranchant.....	65
2.3.3.7. Interaction moment fléchissant et effort axial.....	65
2.3.3.8. Calcul des fondations	66
2.3.4. Dimensionnement des assemblages	67
2.3.4.1. Assemblage dans les fermes et contreventements.....	67
2.3.4.2. Assemblage poteau – ferme	70
2.3.4.3. Assemblage poteau-poutre	71
2.3.4.4. Assemblage au bas du poteau.....	73
2.4. Etude analytique des éléments de type barre par la MEF	74
2.5. Modélisation numérique.....	81
CONCLUSION	82
CHAPITRE 3. PRESENTATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS	83
INTRODUCTION.....	83
3.1. Présentation générale de la ville d'Edéa	83
3.1.1. Localisation géographique	83
3.1.2. Climat.....	83
3.1.3. Hydrologie.....	84
3.1.4. Végétation	84
3.1.5. Paramètres socio-économiques	84
3.2. Présentation du projet.....	84
3.2.1. Présentation géométrique du modèle	84
3.2.2. Caractéristiques géométriques et matérielles	85
3.3. Dimensionnement du hangar métallique	86
3.3.1. Détermination des charges	86
3.3.1.1. Charges permanentes.....	87
3.3.1.2. Charges variables	87
3.3.1.3. Charge due au choc de véhicule.....	88
3.3.2. Combinaisons de charges	88
3.3.3. Dimensionnement des éléments structuraux	89
3.3.3.1. Vérification des pannes	89
3.3.3.2. Vérification des poutres.....	90

3.3.3.3. Vérification de la ferme de toiture	91
3.3.3.4. Vérification des systèmes de contreventement	93
3.3.3.5. Vérification des poteaux.....	94
3.3.3.6. Vérification des fondations	95
3.3.4. Dimensionnement des assemblages	96
3.3.4.1. Vérification des Assemblages dans la ferme.....	96
3.3.4.2. Vérification de l'assemblage poteau - ferme.....	98
3.3.4.3. Assemblage poteau-contreventement.....	102
3.3.4.4. Assemblage au bas du poteau.....	104
3.4. Effets du choc sur la structure	106
3.4.1. Application du choc sur le poteau 1	107
3.4.2. Application du choc sur le poteau 6	107
3.5. Modélisation MEF des assemblages	109
3.5.1. Modélisation des profilés en acier.....	110
3.5.2. Modélisation des plaques	111
3.5.3. Modélisation des boulons.....	113
3.5.4. Assemblage des instances	114
3.5.5. Définition du type de calcul	116
3.5.6. Définition des interactions	116
3.5.7. Chargements et conditions aux limites.....	116
3.6. Résultats numériques de l'analyse MEF	118
3.6.1. Résultats de la première analyse de la connexion dans la ferme	118
3.6.2. Résultats de la première analyse de la connexion poteau-ferme.....	120
3.6.3. Résultats de la seconde analyse pour la connexion dans la ferme	124
3.6.4. Résultats de la seconde analyse pour la connexion poteau-ferme.....	126
CONCLUSION	130
CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES	131
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	132
ANNEXES	134

INTRODUCTION GENERALE

Une structure réticulaire est un système constitué de barres assemblées les unes aux autres à leurs extrémités articulées appelées nœuds, de manière à former une structure portante stable plane ou spatiale. Très utilisée dans tous les domaines de la construction, celle-ci est généralement réalisée en acier, en aluminium ou en bois. Toutefois, reconnu pour sa polyvalence, sa résistance, sa durabilité, son potentiel esthétique et sa capacité à bien se travailler avec d'autres matériaux, l'acier s'avère être le matériau le plus sollicité pour la réalisation des structures réticulaires planes dans le domaine de constructions industrielles.

Les structures réticulaires les plus usuelles sont celles planes parmi lesquelles les fermes de charpentes, dont la particularité réside dans le mode de liaison des éléments, qui est l'articulation. Celle-ci est le plus souvent matérialisée par des assemblages boulonnés soit totalement, soit partiellement (combinés à une soudure) en fonction de la portée. En outre, les éléments de barre des fermes sont supposés être suffisamment minces pour avoir une résistance négligeable à la torsion, à la flexion ou au cisaillement. Les seuls efforts internes importants sont donc les efforts internes axiaux, dont la transmission au sein de la structure est assurée par les connexions. Il est donc nécessaire de porter une attention particulière à ces connexions afin d'assurer la stabilité des éléments connectés ainsi que de la structure dans son entièreté. Aussi, la structure pouvant être exposée à tout moment à des charges accidentelles telles qu'un choc de véhicule, il faudrait impérativement se rassurer de la pérennité des liaisons entre les éléments par une prédiction de leur comportement.

Les assemblages de plaques boulonnées étant largement utilisés en construction métallique, de nombreuses études analysent leur comportement en combinant des calculs par éléments finis avec des expérimentations instrumentées par un nombre limité de jauges de déformation. Les résultats de ces expérimentations ont montré que le mode de ruine classique, des assemblages avec plusieurs boulons, associe le cisaillement de bloc et la rupture en section nette. Huns et al. (2006) stipulent qu'un modèle numérique peut être développé et validé par des résultats expérimentaux pour comprendre et prédire les différents modes de ruine possible.

L'objectif principal de ce travail est donc clair, pour étudier voire prédire le comportement des connexions dans une ferme de structure métallique soumise à un choc accidentel. Du fait du coût élevé des expériences à grande échelle par rapport à la simulation numérique, seule l'investigation numérique des assemblages, basée sur l'analyse par éléments finis, est présentée dans ce mémoire et à l'aide d'un logiciel d'éléments finis fiable.

Afin d'atteindre cet objectif, ce travail sera articulé autour de trois chapitres dont le premier traitera de l'état de l'art et permettra, à travers la présentation des études antérieures menées, d'avoir un aperçu et une certaine compréhension des concepts de base liés aux structures réticulaires, aux assemblages en construction métallique, aux chocs de véhicule sur les structures et à l'analyse de structures par la méthode des éléments finis. Le second sera axé sur la méthodologie de l'étude, qui détaille les procédures d'analyse et de conception utilisées et enfin, la quintessence du troisième chapitre résidera dans la présentation et l'interprétation des résultats obtenus, à l'aide des logiciels SAP2000 et Abaqus/CAE, suite à l'application des procédures détaillées au second chapitre.

CHAPITRE 1. REVUE DE LA LITTERATURE

Introduction

Ce chapitre servira de prime abord à mettre en lumière le matériau acier à travers la présentation de ses matières premières, son élaboration, ses propriétés, sa typologie, ses différents domaines d'utilisation, ses défauts ainsi que les traitements de ces derniers. Ensuite, sera abordé le concept de structures réticulaires en présentant les différents types, leurs caractéristiques et leur utilité dans la construction. La stabilité de ces structures étant fortement dépendante des liaisons entre les éléments, l'accent sera particulièrement mis sur les connexions dans les structures métalliques en général, en présentant les différentes méthodes d'assemblage ainsi que les types de connexions possibles dans celles-ci. Enfin, la structure étudiée étant soumise à un choc de véhicule, un bref aperçu de la notion de chocs sur les structures sera donné, suivi de la présentation de la méthode des éléments finis pour l'analyse des structures métalliques.

1.1. L'Acier

L'acier est un matériau largement utilisé dans divers domaines de l'ingénierie et très apprécié dans le monde de la construction surtout pour les constructions métalliques. Intervenant dans tous les aspects de la vie quotidienne, une compréhension claire de ce matériau sera présentée dans cette section.

1.1.1. Matières premières

L'acier est un alliage composé principalement de fer et de carbone, avec de petites quantités de divers autres métaux tels que manganèse, chrome, aluminium, vanadium, molybdène, niobium et cuivre. La teneur en carbone est comprise entre 0.2% et 2% ; celle du manganèse est inférieure à 1,5 % et les autres éléments sont à l'état de traces.

Les éléments chimiques présents dans l'acier peuvent être classés en trois catégories dont :

- (1) Les impuretés qui, originellement présentes dans les ingrédients de haut fourneau, serviront à produire la fonte qui, elle à son tour, servira à fabriquer l'acier. Ce sont principalement le soufre (S), le phosphore (P) présent dans le coke, le plomb (Pb) et l'étain (Sn) qui peuvent être présents dans les aciers de récupération ainsi que nombre d'autres éléments à bas point de fusion comme l'arsenic (As), l'antimoine (Sb).

- (2) Les éléments d'addition dont le manganèse (Mn), le chrome (Cr), le nickel (Ni), le molybdène (Mo). Ils sont ajoutés de manière intentionnelle pour conférer à l'acier les propriétés recherchées.
- (3) Les éléments d'accompagnement que l'aciériste utilise en vue de maîtriser les diverses réactions physico-chimiques nécessaires pour obtenir finalement un acier conforme à la spécification. C'est le cas des éléments tels que l'aluminium (Al), le silicium (Si), le calcium (Ca).

1.1.2. Elaboration de l'acier

L'acier est obtenu par l'affinage des fontes. Ce processus d'affinage peut être réalisé au moyen de trois différents procédés dont le procédé Bessemer, le procédé Thomas et le procédé de Siemens-Martins.

1.1.2.1. Procédé Bessemer

Ingénieur et métallurgiste anglais, Henri Bessemer (1813 – 1898) mit au point une méthode d'affinage de la fonte brute permettant de fabriquer du fer et de l'acier à moindre coût. Cette méthode consistait à souffler de l'air froid dans la masse de fonte en fusion afin d'éliminer les éléments chimiques indésirables contenus dans celle-ci. Le procédé nécessitant l'utilisation d'un convertisseur, celui-ci était un réservoir rotatif de forme ovoïde pouvant s'incliner vers le haut ou vers le bas, et pourvu de tuyères servant à insuffler l'air dans le métal en fusion. Lorsque l'air contenant de l'oxygène passe à travers le métal en fusion, il réagit avec le carbone, libérant du dioxyde de carbone et créant un métal plus pur. Le processus était à la fois peu coûteux et rapide, il éliminait le carbone et le silicium du fer en quelques minutes seulement.

À la fin du processus, trop de carbone était éliminé et trop d'oxygène restait dans le produit final. Pour résoudre ce problème, Bessemer a constaté que s'il ajoutait dans certaines proportions une quantité de manganèse, cela fournirait une solution ; il a donc commencé à l'ajouter à son processus de conversion qui connut un grand succès. Il ne restait désormais plus qu'un seul problème, Bessemer n'avait pas réussi à trouver un moyen d'éliminer le phosphore de son produit final, ce qui rendait l'acier cassant (G. Reginald Bashforth, 1951).

Cette méthode de production resta fréquemment utilisée jusque dans les années 1960. Elle a aujourd'hui disparu, remplacée par un nouveau type de convertisseur utilisant de l'oxygène pur plutôt que de l'air atmosphérique.

1.1.2.2. Procédé Thomas

Encore appelé procédé Thomas-Gilchrist, ce procédé diffère de celui de Bessemer par le revêtement réfractaire de son convertisseur ainsi que la grosseur de ce dernier. Etant plus gros pour pouvoir assimiler la charge de chaux et étant constitué de dolomie cuite avec du goudron, le convertisseur Thomas est basique ; alors que celui de Bessemer, constitué de sable damé, était acide. La présence de cette dolomie (roche constituée de 50% de dolomite qui est un carbonate double de calcium et de magnésium) parfaitement calcinée, permet de charger le four

avec de la chaux (environ 12 à 15 % du volume de fonte brute) pour la scorification. Après le chargement, de la fonte fondue à une température de 1180°-1250°C est versée dans le convertisseur, qui est basculé jusqu'à sa position de fonctionnement verticale et le soufflage est activé. Pendant le soufflage, le silicium (Si) et le manganèse (Mn) sont complètement oxydés tandis que le fer (Fe), le carbone (C) et le phosphore (P) sont partiellement oxydés. Le soufflage est prolongé au-delà de la décarburation pour permettre la déphosphoration. Ainsi, si l'on veut augmenter le taux de carbone de l'acier, il faut recarburer de manière contrôlée le métal en fusion et ceci après la vidange du laitier pour éviter que le carbone, en réduisant l'oxyde de phosphore, ne libère cet élément (Adolf Ledebur, 1895, p. 513). La dernière étape, appelée sursoufflage, doit être arrêtée dès que le phosphore est éliminé car elle correspond aussi au début de la combustion du fer. Pendant la déphosphoration, le phosphore migre du fer vers les scories, permettant ainsi l'obtention à la fois d'un métal de qualité satisfaisante et de phosphates recherchés comme engrais.

L'acier obtenu par le procédé Thomas est séparé, par décantation, du laitier contenant les oxydes de phosphore. Les quantités produites sont importantes car le poids de laitier représente à peu près 25 % du poids du métal, soit environ 70 % du volume étant donné sa plus faible densité (Bradley Stoughton, 1908). Ces scories sont utilisables comme engrais étant donné que l'acide phosphorique qui s'y trouve se présente essentiellement sous forme de phosphate tétracalcique ($4\text{CaO.P}_2\text{O}_5$) dont la majeure partie est assimilable par la végétation (Louis Colombier, 1957). L'acier obtenu est utilisé pour les matériaux laminés, les tôles, le fer de toiture et les rails.

1.1.2.3. Procédé Martin-Siemens

Ce procédé est celui qui a connu le plus grand succès dans le monde pendant un siècle. Apparue cinq ans après le procédé Bessemer, l'invention des Martin a occupé le devant de la scène jusqu'à la deuxième moitié du XXe siècle, pour laisser ensuite la place à un avatar, très remanié du procédé Bessemer, qu'est le convertisseur à l'oxygène.

Pierre Emile Martin (1824 – 1915) réussit à combiner à un four à sole le procédé de récupération des gaz chauds inventé par les frères Siemens, d'où le procédé utilise un four appelé four Martin-Siemens. Ce four est un four à réverbère doté de régénérateurs, utilisé à la fois pour la fusion de ferrailles de recyclage et pour l'affinage de la fonte brute. La sole du four est en briques acides ou basiques suivant la nature de la fonte utilisée et capables de supporter des températures élevées (1 700 °C) obtenues grâce au principe de la récupération de chaleur des gaz de combustion. Le four lui-même est constitué de matériaux hautement réfractaires tels que les briques de magnésite pour les foyers et les toits. L'ajout de fonte, de minerai, de ferrailles et de déchets d'acier facilite la fusion et l'affinage. L'acier ainsi obtenu, dit acier Martin, est d'excellente qualité ; la durée de l'opération d'affinage est plus longue (8 heures environ) que le soufflage des convertisseurs Bessemer et Thomas. Ce point, s'il est un inconvénient pour la productivité, présente le grand avantage de permettre une meilleure maîtrise du procédé et un meilleur contrôle de la composition qui convient tout à fait pour les aciers courants. Les impuretés telles que le carbone, le phosphore, le soufre sont mieux éliminées, tandis que la composition est plus facilement ajustée, ce qui permet d'obtenir des aciers fins et alliés.

Le coût d'investissement d'une aciérie Martin est 1/3 plus élevé que celui d'une aciérie Thomas de même capacité. Mais sa capacité à refondre les ferrailles permet d'utiliser des hauts fourneaux plus petits ou moins nombreux (D. J. O. Brandt, 1957, p. 14-17). L'acier obtenu est idéal pour la construction (tôles épaisses et tous les produits longs) et les coproduits générés (laitiers de haut fourneau, scories) sont facilement valorisés dans la filière construction notamment dans l'industrie cimentière, la construction de chaussées, les ballasts. Grâce à la filière ferraille, l'acier est pratiquement entièrement recyclable et sans altération de ses qualités.

1.1.3. Propriétés de l'acier

Ces propriétés peuvent être regroupées en quatre grands groupes dont les propriétés physiques, les propriétés chimiques, les propriétés mécaniques et les propriétés technologiques.

1.1.3.1. Propriétés Physiques

De couleur grise argentée, l'acier a un aspect attrayant avec une surface extérieure brillante. Les autres propriétés physiques de l'acier sont liées à la physique du matériau, telles que la masse volumique, la conductivité thermique, le Module d'élasticité, le Coefficient de dilatation thermique etc. Quelques valeurs caractéristiques de ces propriétés peuvent être résumées dans le tableau 1.1.

Tableau 1.1. Propriétés physiques de l'acier

Propriétés physiques	Valeurs
Masse volumique, ρ (kg/m ³)	7 850
Module d'élasticité, E (GPA)	200 ÷ 210
Capacité thermique spécifique, Cp (J/Kg.K)	450
Conductivité thermique, k (W/m.K)	11.2 ÷ 48.3
Coefficient de dilatation thermique, α (/K)	1.2×10^{-5}
Résistivité à 20 °C, ρ ($\Omega \cdot m$)	4.60×10^{-7}
Conductivité à 20 °C, σ (S/m)	2.17×10^6
Perméabilité (μ)-(H/m):	1.26×10^{-4}
Perméabilité relative (μ / μ_0):	100

1.1.3.2. Propriétés Chimiques

La plupart des métaux, à l'exception des métaux précieux tels que l'or et le platine, que l'on trouve à l'état naturel, sont toujours extraits de minerais ; ceux-ci ont donc une tendance

particulière, en présence d'un milieu oxydant (eau, atmosphère, milieu naturel ou industriel), à évoluer vers un état stable qui correspond à leur état d'origine c'est-à-dire à leur forme oxydée. Ceci explique le phénomène de corrosion que subit l'acier lorsqu'il est exposé à l'air. Il s'agit entre autre d'une réaction électrochimique qui se produit entre l'acier et le milieu extérieur dans lequel il se trouve ; de plus, la présence d'autres agents atmosphériques tels que l'eau (pluie, humidité de l'air) et le sel (embruns) a pour effet d'accélérer ce processus de corrosion.

L'acier étant un alliage de plusieurs éléments, l'addition de ces divers éléments d'alliage permet d'adapter celui-ci au milieu spécifique dans lequel il doit être utilisé. C'est le cas du nickel dont l'ajout permet d'améliorer les propriétés de la couche passive et, en milieu acide, sa présence augmente la surtension de réduction des ions H^+ , ce qui freine la réaction cathodique et limite ainsi la corrosion. D'autres éléments comme le molybdène, le titane, le cuivre améliorent la résistance chimique, en particulier dans les milieux non oxydants.

1.1.3.3. Propriétés Mécaniques

Les principales propriétés mécaniques des métaux auxquelles l'on s'attache pour une construction sont entre autres :

- La dureté, qui est la capacité d'un métal à résister à des efforts de pénétration. Un métal tendre verra sa surface marquée par un choc, alors qu'un métal dur ne laissera pas apparaître de traces. En ce qui concerne l'acier, plus celui-ci est dur (teneur en carbone $> 0,4\%$), plus il est difficile à souder.
- L'élasticité longitudinale (E), qui est fonction de la souplesse et de la rigidité. Si E est faible le métal est souple, puis est d'autant plus rigide que E est élevé. En construction, l'élasticité est un critère important pour savoir si un élément de structure pliera (souple) ou pas (rigide) sous l'effet de la charge.
- La limite élastique (R_e) et la résistance à la traction (R_m), qui déterminent la capacité du métal à subir des déformations et reprendre sa forme initiale afin de suivre les mouvements de la construction (sismicité, déformations sous les variations de charge et de température).
- L'allongement à la rupture (ductilité), qui détermine la longueur de l'éirement possible avant rupture. Elle est surtout utile pour déterminer les capacités d'une poutre horizontale à subir un fléchissement sans rompre.
- La résilience (K), qui caractérise la résistance aux chocs de l'acier et exprime le travail nécessaire pour rompre, par flexion sous l'effet d'un choc, une éprouvette portant une entaille de forme et de profondeur déterminées.

Comparativement aux autres alliages métalliques, l'intérêt majeur des aciers réside dans le cumul de valeurs élevées dans les propriétés mécaniques fondamentales. Ces valeurs peuvent être résumées dans le tableau 1.2.

Tableau 1.2. Propriétés mécaniques de l'acier.

Propriétés mécaniques	Valeurs
Module d'élasticité, E (GPa)	200 ÷ 210
Module de cisaillement, G (GPa)	81
Coefficient de Poisson, ν	0.27 ÷ 0.30
Pourcentage d'allongement (%)	5 ÷ 40

1.1.3.4. Propriétés technologiques

Les propriétés technologiques sont liées à la possibilité d'usinage des métaux, qui est conditionnée par leur plasticité. L'usinage de l'acier est l'ensemble des procédés industriels effectués sur une pièce de matière première ou de produit semi-fini en acier (comme une barre, un tube ou une tôle), en éliminant les excès de matériau ou celui non désiré pour acquérir la forme et la taille finales souhaitées pour la fabrication. L'acier inoxydable est l'un des matériaux les plus utilisés dans le domaine de l'usinage, en particulier dans les brides et les tubes, car il possède de multiples propriétés telles que la résistance à la corrosion, à l'oxydation et aux températures élevées ; il est recyclable, a une résistance et une dureté supérieures à celles des autres métaux, une bonne finition esthétique et est facile à nettoyer et à entretenir.

Les différents procédés d'usinage de l'acier sont :

- Le forgeage de l'acier qui consiste à déformer l'acier (à froid ou à chaud) en appliquant des efforts de compression localisés avec des outils tels qu'un marteau, afin de calibrer ses dimensions ou de modifier sa forme.
- Le laminage de l'acier qui, tout comme le forgeage, cherche à déformer l'acier (à froid ou à chaud), mais en l'introduisant dans ce cas-ci entre une ou plusieurs paires de rouleaux qui tournent en sens inverse l'un de l'autre pour réduire son épaisseur et le rendre plus uniforme.
- L'extrusion de l'acier qui vise à déformer l'acier en le faisant couler dans un massicot (moule de forme définie) lorsque l'on souhaite obtenir des sections transversales complexes que le laminage ne permet pas.
- Le tréfilage qui permet d'obtenir des fils métalliques de section et de forme bien déterminées. C'est un procédé de transformation à froid consistant à faire passer le métal à travers un orifice calibré appelé filière (qui peut être assimilée à un cône), sous l'action d'une traction continue.
- L'ébavurage ou rectification de l'acier est un processus qui élimine l'excès de matière dans des pièces qui ont déjà subi d'autres usinages ; il peut être réalisé avec des meules abrasives, avec du sable ou des pierres abrasives.
- Le perçage de l'acier fait partie d'une catégorie de procédés qui incluent des machines-outils rotatives à double tranchant (perceuses, tours, etc.) pour créer des trous ronds parallèles à l'axe de rotation dans la pièce en acier. Il peut être complété par un procédé d'alésage, qui vise à

agrandir les trous préalablement découpés dans le matériau pour atteindre des tolérances très serrées.

- Le fraisage de l'acier est un processus qui utilise une surface de coupe rotative avec plusieurs lames qui créent des trous non circulaires ou découpent des motifs spécifiques dans la pièce d'acier. La machine-outil qui l'exécute est la fraiseuse.
- Le rabotage de l'acier est une opération qui enlève une partie de l'acier pour produire une surface plane horizontale, verticale ou inclinée, à l'aide d'un bras ou d'un chariot qui effectue un mouvement de va-et-vient, tandis que la table de travail effectue les mouvements qui donnent la profondeur de la coupe et progression.
- Le tournage de l'acier est un procédé qui consiste à faire tourner une pièce d'acier sur son axe tandis qu'un outil de coupe (généralement un tour) lui donne une forme spécifique.

1.1.4. Typologie des aciers

La classification de l'acier est basée sur un certain nombre de facteurs dont le plus important est la composition chimique. À cet égard, la *American Iron & Steel Institute* (AISI) distingue quatre groupes de base à savoir l'acier au carbone, l'acier allié, l'acier à outils et l'acier inoxydable.

1.1.4.1. Acier au carbone

Les aciers au carbone ou aciers non alliés se caractérisent par une valeur minimale de teneur en éléments d'addition. Dans la norme française NF EN 10020, il est mentionné les valeurs limites de concentration massique des ingrédients supplémentaires (silicium, chrome, nickel etc.) dans le mélange. La division suivante des aciers non alliés est fonction de la teneur en carbone. Cet élément affectant la dureté globale et la plasticité du matériau, est utilisé par conséquent en différentes proportions pour obtenir l'effet souhaité. C'est le cas de :

- L'acier à faible teneur en carbone (aussi appelé acier doux) dont la teneur en carbone est jusqu'à environ 0,3%. Il se caractérise par une plasticité et une ductilité élevées, ainsi qu'un traitement facile. Il est utilisé pour créer des éléments qui nécessitent un emboutissage et une mise en forme.
- L'acier à moyenne teneur en carbone présente un compromis entre résistance et ductilité. En raison de la teneur en carbone de 0,3 à 0,6 %, il est plus dur que celui décrit précédemment, et donc plus difficile à traiter. Toutefois, il peut être renforcé par un durcissement et une trempe à la chaleur. Cet acier est utilisé pour la production des pièces automobiles.
- L'acier à haute teneur en carbone, est le plus solide de cette division. Une teneur élevée en carbone (jusqu'à 0,6%) affecte la résistance à la coupe et à la flexion de cet alliage. Par conséquent, il est idéal pour la production de ressorts par exemple. Il peut être traité thermiquement pour durcir, mais cela augmente la sensibilité à l'écrasement.

1.1.4.2. Acier allié

L'acier allié fait référence à un acier qui, à base d'acier au carbone, est affiné en ajoutant certains éléments d'alliage (tels que le chrome, le nickel, le molybdène, le tungstène, le vanadium, le titane, etc.) afin d'en améliorer les propriétés. Selon les normes françaises, la teneur en un composant supplémentaire doit être égale ou supérieure aux valeurs limites de concentration massique autorisée.

Les paramètres qui seront améliorés avec les adjuvants d'alliage dépendent de l'élément sélectionné, chacun d'eux donnant des propriétés différentes. Il est courant d'utiliser plusieurs éléments complémentaires en même temps pour obtenir des fonctionnalités complètement nouvelles. Voici présentées ci-dessous les propriétés de quelques-uns des éléments les plus couramment utilisés dans la production d'aciers alliés :

- Le chrome améliore la résistance, la dureté et la ténacité du matériau. Dans certains types, par exemple les aciers à outils, il a un effet positif sur la trempabilité. À son tour, dans les aciers inoxydables, il est responsable de la résistance à la corrosion.
- Le nickel donne des propriétés similaires au chrome. Il apporte les propriétés de ductilité, de malléabilité et de résilience, mais est à éviter soigneusement dans le domaine du frottement. De plus, il réduit la température seuil de fragilité.
- Le manganèse augmente également la dureté et la résistance. En revanche, il réduit la plasticité de l'alliage, ce qui augmente la limite élastique et renforce la résistance à l'abrasion.
- Le silicium joue également un rôle dans la résistance à l'oxydation, notamment vis-à-vis des acides fortement oxydants tels que l'acide nitrique concentré (Pierre-Jean Cunat, Juin 2000). Ajouté à la fonte pour ses propriétés désoxydantes, il augmente la résistance et la dureté.
- Le molybdène est utilisé pour augmenter la trempabilité de l'acier, il réduit également sa fragilité après un traitement élevé et accroît la stabilité des films de passivation. Le molybdène et le cuivre améliorent la tenue dans la plupart des milieux corrosifs, en particulier ceux qui sont acides, mais aussi dans les solutions phosphoriques ou soufrées.
- Le titane doit être utilisé à une teneur qui dépasse le quadruple de la teneur en carbone. Il évite l'altération des structures métallurgiques lors du travail à chaud, en particulier lors des travaux de soudure où il prend la place du chrome pour former un carbure de titane (TiC) avant que ne se forme le carbure de chrome $Cr_{23}C_6$ préservant de ce fait le caractère inoxydable de l'acier en évitant l'appauvrissement en chrome de la matrice aux abords des zones carburées.

Les aciers alliés peuvent être classés en fonction de la quantité d'additifs utilisés pour les créer. Il en existe trois types dont :

- (1) Aciers faiblement alliés – la teneur en additif principal est inférieure à 2% et la somme de tous les adjuvants ne dépasse pas 3,5%.
- (2) Aciers moyennement alliés – la teneur en additif principal est de 2 à 8% et la somme de tous les adjuvants ne dépasse pas 12%.
- (3) Aciers fortement alliés – la teneur en additif principal est supérieure à 8% et la somme de tous les adjuvants ne dépasse pas 55%.

1.1.4.3. Acier à outils

La norme NF EN ISO 4957 définit un acier à outils comme un acier spécial convenant au travail ou à la transformation de matériaux, à la manutention et au mesurage des pièces à façonner. L'acier à outils est souvent appelé acier à matrice ou acier à mouler, se référant généralement à l'acier utilisé pour fabriquer des outils de coupe, des jauges, des moules et des outils résistants à l'usure. Cet acier se distingue de par une dureté, une résistance à la fatigue, une résistance à haute température, une résistance à l'usure et une ténacité élevées. De plus, sa surface peut être utilisée directement après un meulage de précision sans traitement supplémentaire, ce qui permet de gagner du temps.

Cette même norme retient quatre classes d'aciers à outils ; les deux premières étant destinées aux applications dans lesquelles la température de surface est généralement inférieure à 200 °C. Ce sont :

- Les aciers à outils non alliés pour travail à froid.
- Les aciers à outils alliés pour travail à froid.
- Les aciers à outils pour travail à chaud destinés aux applications dans lesquelles la température de surface est supérieure à 200 °C.
- Les aciers à outils rapides, utilisés principalement pour l'usinage et le formage. Leur composition chimique fournit les caractéristiques de dureté et de résistance après trempe les plus élevées à haute température (jusqu'à environ 600 °C). La métallurgie des poudres permet d'élaborer des nuances plus chargées en éléments carburigènes (vanadium, tungstène, molybdène) fournissant des performances supérieures et des durées de vie plus longues pour les outils de coupe.

1.1.4.4. Acier inoxydable

L'acier inoxydable, couramment appelé acier inox ou inox, est un acier comportant moins de 1,2 % de carbone avec plus de 10,5 % de chrome, dont la propriété est d'être peu sensible à la corrosion et de ne pas se dégrader en rouille. La présence de chrome en solution au-delà de 10,5 % dans la matrice d'un acier provoque la formation d'une couche protectrice d'oxyde de chrome qui lui confère son inoxydabilité ; cette couche passive le protège et, à la particularité

de pouvoir s'auto-régénérer. Toutefois si cette couche passive est endommagée, un début de corrosion peut apparaître. Ces aciers peuvent être divisés en quatre groupes, en fonction de leur structure cristalline, dont :

- Les aciers ferritiques (fer-chrome) qui sont ferromagnétiques et contiennent des traces de nickel, 12 à 17 % de chrome, moins de 0,1 % de carbone, ainsi que d'autres éléments d'alliage, tels que le molybdène, le niobium ou le titane. Le chrome et le molybdène augmentent la résistance à la corrosion tandis que le titane et le niobium améliorent la soudabilité.
- Les aciers martensitiques (fer-chrome) qui sont ferromagnétiques et contiennent 11 à 17 % de chrome, moins de 0,4 % de nickel et jusqu'à 1,2 % de carbone. Ils sont aptes à la trempe.
- Les aciers austénitiques (fer-chrome-nickel) non traitables thermiquement, et contenant généralement 18 % de chrome, 8 % de nickel et moins de 0,1 % de carbone. Ils sont paramagnétiques à l'état de livraison.
- Les aciers duplex (fer-chrome-nickel) ayant une structure mixte austénitique-ferritique, ils sont magnétiques. Ces aciers présentent en général des caractéristiques mécaniques supérieures et une meilleure résistance à la corrosion que la plupart des nuances courantes austénitiques et ferritiques.

1.1.5. Domaines d'utilisation de l'acier

L'acier est à la fois le matériau métallique le plus utilisé et le plus recyclé sur Terre. Les applications de l'acier peuvent être regroupées en six grands secteurs du marché dont les bâtiments et infrastructures, les automobiles et transports, les équipements mécaniques, les équipements électriques, les appareils électroménagers et même la médecine.

1.1.5.1. Bâtiments et travaux publics

Le monde du bâtiment est à l'heure actuelle le premier domaine consommateur de l'acier. La popularité de l'acier dans la construction résulte de sa polyvalence, sa résistance, sa durabilité, sa grande malléabilité, son potentiel esthétique, sa capacité à bien se travailler avec d'autres matériaux et l'application de techniques industrielles dans la construction.

Le secteur de la construction au sens large, emploie un acier standardisé et normalisé pour la réalisation d'ouvrages d'art et d'ouvrages architecturaux. Etant un élément essentiel, l'acier est présent à tous les stades, que ce soit pour les tuyaux de transport d'eau et de gaz (Figure 1.2), l'habillage des façades et des toitures, la consolidation du béton (Figure 1.1), ou encore le squelette de bâtiments tels que les musées, les écoles, les usines, les maisons etc. Selon la *World Steel Association* (WSA), la majeure partie de l'acier utilisé dans ce secteur se retrouve dans les barres d'armature (44 %), les produits en tôle, y compris ceux utilisés dans les toitures, les murs intérieurs, les plafonds (31 %) et les profilés structuraux (25 %).



Figure 1.1. Armatures pour béton armé (infociments, Avril 2018)



Figure 1.2. Pipeline de gaz naturel (Connaissance des énergies, 2015)

1.1.5.2. Industrie automobile et transports

Le secteur automobile est le second marché, derrière le bâtiment, pour l'emploi de l'acier sous toutes ses formes. En effet, ce matériau phare est retrouvé dans la carrosserie, le moteur (Figure 1.3), la direction, le châssis, ou encore dans la carcasse du pneu des voitures. Les statistiques dévoilent que l'acier représente plus de la moitié (55 à 70 %) du poids d'une voiture finie. Selon la *World Steel Association*, près de 2 000 livres soit 900 kilogrammes d'acier sont utilisés en moyenne pour fabriquer une voiture ; environ 1/3 de celui-ci est utilisé dans la structure de la carrosserie et à l'extérieur, y compris les portières, une autre proportion de 23 % se trouve dans le groupe motopropulseur et 12 % dans la suspension.

Dans le secteur des transports, L'acier intervient également dans les navires, les trains, ainsi que dans les pièces d'avions. En effet, la plupart des conteneurs maritimes dans le monde sont en acier, les coques des grands navires sont presque toutes en acier, les rails (Figure 1.4), les moteurs des trains et avions sont réalisés à base de l'acier.

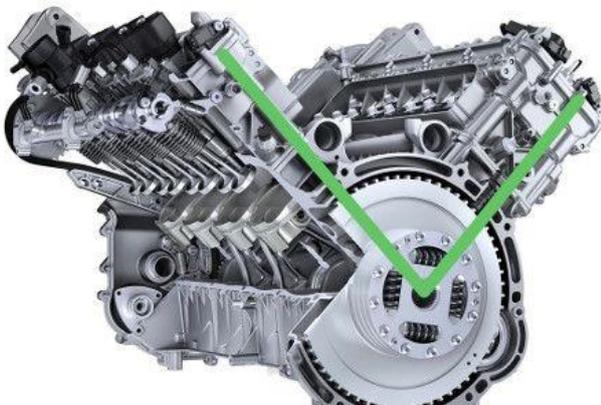


Figure 1.3. Moteur V de voiture (Avatacar, 2022)



Figure 1.4. Rail de Voie ferrée (techno-science.net)

1.1.5.3. Equipements mécaniques

Il existe une panoplie d'équipements et outils mécaniques faits à base d'acier notamment les bulldozers, les tracteurs (Figure 1.5), les machines qui fabriquent des pièces automobiles, les grues, les outils à main tels que les marteaux et les pelles. Il y a également les laminoirs qui sont utilisés pour façonner l'acier en différentes formes et épaisseurs.



Figure 1.5. Tracteur agricole (www.marsaleix.fr)

1.1.5.4. Equipements électriques

Un autre secteur du marché de l'acier concerne les applications dans la production et la distribution d'électricité. Cela implique les transformateurs (Figure 1.6) qui ont un noyau en acier magnétique, les générateurs, les moteurs électriques, pylônes et câbles renforcés d'acier.



Figure 1.6. Transformateur électrique (www.dreamstime.com)

1.1.5.5. Appareils électroménagers

Sans le savoir, l'on est confronté à l'acier dans la vie quotidienne. L'inox par exemple, acier allié au nickel et au chrome, est très utilisé pour les couverts ou les casseroles. Les boîtes de conserve, les tubes de rouge à lèvres et les pots de peinture sont quant à eux fabriqués à partir de feuilles d'acier. Les laveuses et sécheuses, les cuisinières, les fours à micro-ondes, les lave-vaisselles et les réfrigérateurs contiennent tous de l'acier en quantités variables, y compris leurs moteurs, le cas échéant. Selon la *American Iron and Steel Association*, une laveuse à chargement frontal (Figure 1.8) contient généralement 84,2 livres (soit 38 Kg environ) d'acier, tandis qu'un réfrigérateur-congélateur supérieur en contient 79 livres.

1.1.5.6. Médecine

Le domaine médical apprécie lui aussi les propriétés de l'acier, notamment sous forme inox. Neutre par rapport au tissu humain, ce dernier est ainsi utilisé pour les prothèses, les aiguilles, ou encore les bistouris servant à opérer.

1.1.6. Défauts de l'acier

Outre tous les aspects positifs (résistance, malléabilité, dureté, ductilité, possibilité de recyclage sans altération de la qualité etc.) qui font de l'acier un matériau incontournable et très sollicité dans tous les secteurs du marché, on peut néanmoins lui reconnaître quelques inconvénients notamment sa mauvaise résistance à la corrosion à laquelle il est toutefois possible de remédier, soit par divers traitements de surface (peinture, zingage, galvanisation à chaud, etc.), soit par l'utilisation de nuances d'acier dites « inoxydables ». En effet, l'acier s'oxyde à l'air (corrosion atmosphérique), d'autant plus si l'air est très humide et il est également attaqué au contact de matières plus ou moins agressives, Les parties limées étant plus facilement attaquées que les parties forgées.

L'acier est également attaqué par le plâtre ; il est donc absolument nécessaire de le protéger avec une couche protectrice. Avant d'appliquer cette couche de protection, il est nécessaire de débarrasser au préalable le métal de toutes traces de rouille, graisse etc. (Mbessa, 2005). Ce nettoyage est obtenu de plusieurs manières notamment avec une brosse métallique, un papier d'émeri, un sablage, un décapage et un lavage.

1.1.7. Traitement des défauts de l'acier

Pour protéger l'acier d'une quelconque corrosion, divers moyens de traitement tels que des revêtements de peinture, des revêtements métalliques ou des revêtements d'émail vitrifié peuvent être appliqués.

1.1.7.1. Revêtement de Peinture

Sitaram et al. ont constaté qu'une approche générale des systèmes de revêtement implique souvent l'application de trois types de couches dont une couche primaire, une couche intermédiaire et une couche finale. Chacune de ces couches assure une fonction bien spécifique à savoir :

- La couche primaire représentant la toute première couche, est le plus souvent constituée d'un oxyde métallique (généralement le minium) qui assure la fonction d'inhibiteur de corrosion du système de peinture, au même titre que la galvanisation ou la métallisation. Même seule, la couche primaire peut assurer une certaine protection en l'attente des couches suivantes mais par définition, elle doit être elle-même revêtue dans un délai prescrit dans les fiches techniques du Fabricant.
- La couche intermédiaire est une amorce qui contient les inhibiteurs qui fournissent une protection au métal ; elle assure une fonction d'étanchéité. Il peut y avoir une ou plusieurs couches intermédiaires et ce sont elles qui, généralement, contribuent à constituer l'épaisseur totale du système que l'on juge déterminante dans les performances du revêtement.
- La couche finale représente la couche supérieure. Elle sert généralement de barrière qui sépare et protège l'ensemble des couches sous-jacentes de l'environnement, contribuant ainsi à la protection globale, contre la corrosion, assurée par le système. C'est aussi cette couche qui assurera la couleur et la fonction esthétique d'aspect de surface à savoir : brillant, satiné ou mat.

Les différentes peintures peuvent être appliquées par pinceau, par immersion ou par pulvérisation avec un pistolet.

1.1.7.2. Revêtement métallique

Il existe quatre méthodes couramment utilisées pour appliquer un revêtement métallique sur des surfaces en acier dont la galvanisation à chaud, la projection thermique, la galvanoplastie et la sérardisation.

La galvanisation à chaud est un procédé qui consiste en l'immersion des pièces d'acier dans un bain de zinc en fusion à 450 °C. A cette température, il se forme tout d'abord des couches d'alliages entre le fer et le zinc puis, en dernier, une couche de zinc pur en surface qui offre une très bonne protection au cours du temps. Toutefois, la mise en peinture d'une galvanisation permet d'augmenter la durabilité du revêtement.

La méthode de pulvérisation thermique consiste en la projection à l'aide d'un pistolet, d'un métal en fusion sur la surface à protéger. Le métal projeté peut être soit du zinc, soit de l'aluminium ou alors un alliage zinc-aluminium ; ces métaux pouvant fournir une protection contre la corrosion à long terme aux structures en acier exposées à des environnements agressifs. Le métal ou l'alliage protecteur sous forme de fil est fondu dans la flamme d'un chalumeau oxyacétylénique combiné avec un pulvérisateur à air ; puis le métal liquide est

projeté en fines gouttelettes sur la surface à protéger. De manière similaire, il est aussi possible de déposer une couche épaisse de métal d'apport par soudage ; et là le terme beurrage est employé.

La galvanoplastie est un procédé qui utilise le principe de l'électrolyse pour appliquer au moyen d'un courant électrique continu, un dépôt métallique, à la surface d'un objet, le métal étant initialement sous forme de cations en solution dans un solvant (généralement l'eau). Cette technique est utilisée soit pour reproduire, orner ou embellir un objet à partir d'un moule, soit pour en prendre l'empreinte.

La shérardisation est un procédé thermo-chimique anticorrosion consistant en une diffusion et pénétration du zinc dans l'acier ou à la surface des pièces en métal. Au cours du processus, les pièces en phase solide sont chauffées de 380 à 450 °C dans un caisson fermé animé d'une rotation lente en présence de poudre de zinc et d'un matériau inerte tel que le sable.

1.1.7.3. Revêtement en émail vitrifié

L'émail fait référence à une substance vitreuse et généralement opaque qui est utilisée dans un revêtement protecteur ou décoratif sur des articles en métal, en verre ou en céramique. En effet, le revêtement du métal avec de l'émail vitreux peut non seulement l'empêcher de se corroder, mais également, lui offrir un extérieur esthétique ainsi que des propriétés techniques exceptionnelles telles que la résistance mécanique de la surface émaillée, la multiplicité et la stabilité de la couleur, la résistance à l'usure et à l'abrasion, la résistance chimique et thermique, la résistance aux chocs thermiques et au feu, l'hygiène et la facilité de nettoyage (Song et al., 2018). Le verre en poudre est fusionné au substrat en acier par cuisson, ce qui fait fondre la poudre et enrobe le substrat. Après cuisson, le mélange en poudre peut donner un revêtement transparent ou opaque ou des couleurs brillantes. Parfois, une qualité translucide est obtenue. L'émail vitrifié s'avère lisse, durable et dur comme du verre ; il ne peut pas brûler mais peut se briser lors d'un fort impact.

1.2. Structures réticulaires

Une structure réticulaire est un système constitué de barres assemblées les unes aux autres à leurs extrémités articulées appelées nœuds, de manière à former une structure portante stable plane ou spatiale. L'articulation étant le mode de liaison dans les nœuds (considérés ici comme des rotules), les barres se retrouvent soumises uniquement à des efforts de traction ou de compression, quand les charges sont appliquées au droit des nœuds. Souvent exécuté en acier, aluminium ou bois et rarement en béton, ce type de structure est utilisé dans tous les domaines de la construction, allant du pont routier à la couverture de bâtiment.

1.2.1. Structures réticulaires spatiales

Une structure réticulaire spatiale est par extension un treillis conçu dans l'espace à trois dimensions dont les dispositions des membrures sont organisées en réseaux de nervures. Ce type de structure peut être regroupé en trois grands groupes dont les structures réticulaires en état de tenségrité, les structures en gridshell et les dômes géodésiques.

1.2.1.1. Structures réticulaires en état de tenségrité

La tenségrité est, en architecture, la faculté d'une structure à se stabiliser par le jeu des forces de tension et de compression qui s'y répartissent et s'y équilibrent. Les structures établies par la tenségrité sont donc stabilisées, non pas par la résistance de chacun de leurs constituants, mais par la répartition et l'équilibre des contraintes mécaniques dans la totalité de la structure.

Les structures réticulaires spatiales en état de tenségrité appartiennent à la classe des structures légères. Leur composition structurale est associée à un état d'autocontrainte qui nécessite une recherche de forme compatible avec leur réalisation. Elles représentent une généralisation de la « précontrainte » à des structures spatiales et dès leur assemblage, un état de sollicitation interne leur confère stabilité et rigidité. Les systèmes de tenségrité apparaissent donc comme de nouvelles solutions architecturales des structures réticulées spatiales et autocontraintes, car leur géométrie étant tridimensionnelle, permet de reprendre les actions suivant n'importe quelle direction de l'espace.

A l'origine conçues par des artistes et ingénieurs tels que Richard Buckminster Fuller (Fuller R. B., 1962) et Kenneth Snelson (Snelson K., 1973), les structures en état de tenségrité ont fait l'objet d'études plus abouties. Elles ont permis de générer des modules élémentaires de tenségrité réguliers de complexité croissante, par exemple allant du triplex à l'octaèdre expansé comme le montre la figure 1.7.

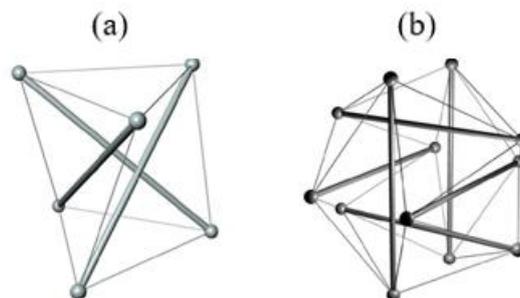


Figure 1.7. Modules élémentaires de tenségrité : (a) triplex et (b) octaèdre

(Maurin et al., 2011)

E façon e telle que les barres forment un réseau discontinu. Elles donnent alors l'impression de flotter dans l'espace comme le montre la figure 1.8. Il s'agit en effet d'une tour effilée de 26,5 mètres de haut, obéissant au principe de tenségrité. Les tubes en aluminium agissent en compression, maintenus en tension par les câbles en acier inoxydable enfilés aux extrémités des tubes.

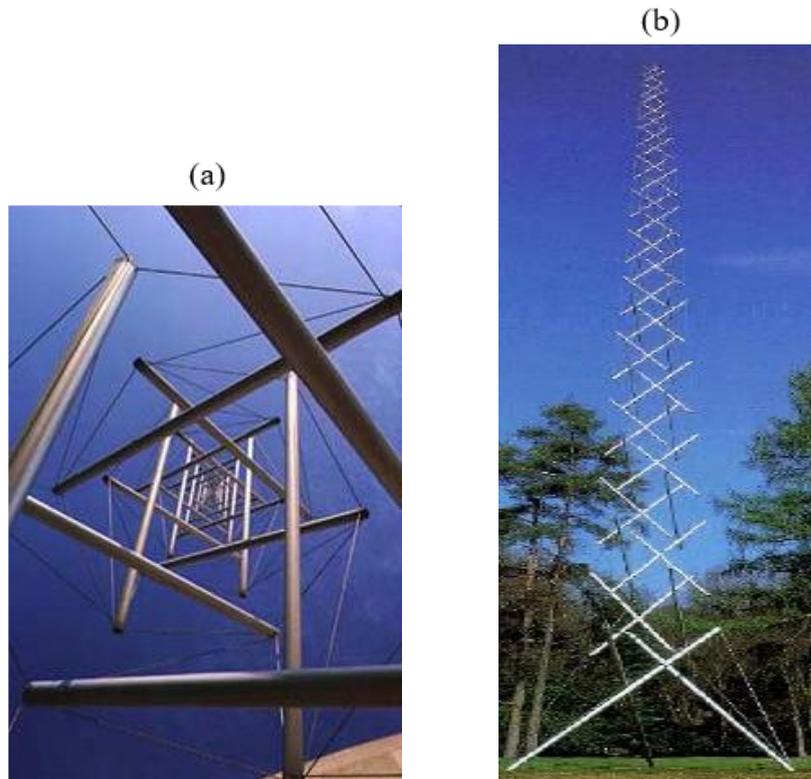


Figure 1.8. Needle Tower : (a) vue intérieure et (b) vue extérieure (Kenneth Snelson, 1968)

Dans un second temps, l'assemblage des différents modules élémentaires a permis d'envisager le développement de nouvelles configurations telles que :

- Les grilles spatiales de tensegrité modulaires planes à simple nappe ou double nappe (Figure 1.9.a), les grilles spatiales de tensegrité courbes (Figure 1.9.b) et celles souples.

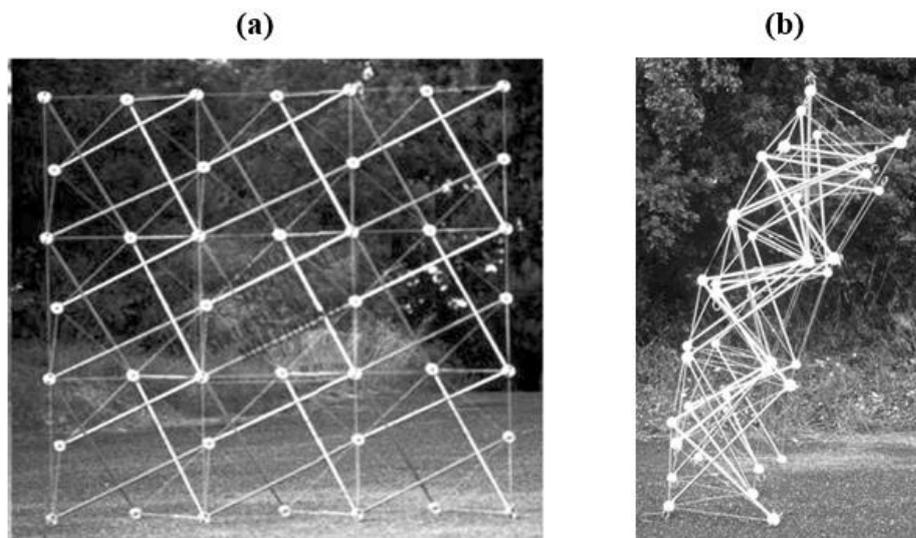


Figure 1.9. Grilles spatiales de tensegrité modulaires : (a) plane et (b) courbe (Maurin et al., 2011)

- Les anneaux et tubes de tensegrité dont les modules de base reposent sur des géométries prismatiques. Leur principe de composition structurelle, applicable à tous les p-prismes droits, génère une cellule dont la forme peut être comparée à un simple anneau caractérisé par sa hauteur, son épaisseur et son rayon intérieur (Figure 1.10). Ces anneaux sont autocontraints et des études expérimentales ont validé leur pliabilité.

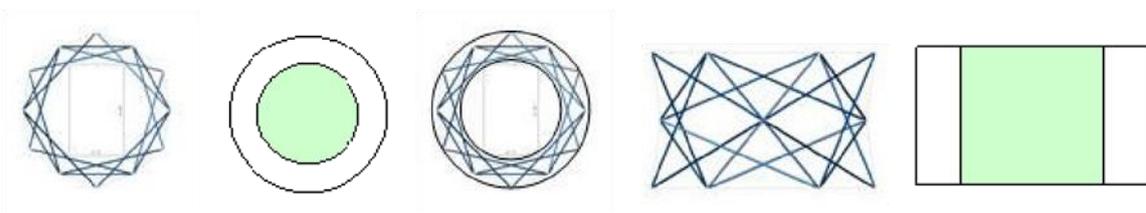


Figure 1.10. Anneaux de tensegrité (Maurin et al., 2011)

Ces anneaux peuvent être utilisés pour la conception de passerelles de franchissement tel qu'illustré à la figure 1.11.



Figure 1.11. Passerelle constituée d'anneaux de tensegrité (Passoli, 2019)

1.2.1.2. Structures en gridshell

Le terme gridshell, obtenu par l'association de deux mots anglais dont grid (grille) et shell (coque), désigne une structure de type coque en termes de forme et de comportement structurel, à double courbure dans l'espace, constituée d'éléments unidimensionnels (des barres) et non d'une surface continue. Les barres forment une grille plane à mailles équilatérales avec un espacement constant entre les nœuds.

Les structures en gridshell sont considérées comme étant des structures légères, et nécessitant donc peu de matériaux. La traduction mécanique du concept de peu de matériau réside dans l'absence de tout moment fléchissant et de la présence seulement d'efforts de compression lorsqu'elles sont soumises à leur poids propre (action prédominante). Les qualités de ces structures tiennent à leur capacité à atteindre de grandes portées avec une très faible quantité de matière, aux possibilités de développement de formes audacieuses et, en fonction

de leur principe de conception, à la simplicité et la rapidité de montage. La stabilité tridimensionnelle de la structure est maintenue par la rigidité en cisaillement dans le plan de la coque atteinte en bloquant la rotation au niveau des nœuds ou en introduisant un système de contreventement.

Le bois pouvant être courbé élastiquement sans casser, constitue un matériau de prédilection pour ce type de structures. Cependant, l'acier ainsi que les matériaux composites peuvent également être utilisés pour leur réalisation. Les grilles en bois de grande portée sont généralement construites en disposant initialement les éléments de lattes principaux à plat dans un treillis carré ou rectangulaire régulier, puis en les déformant dans la forme doublement incurvée souhaitée. La figure 1.12 ci-dessous présente, sous différentes vues, le Pavillon japonais (structure en gridshell partiellement en carton et en bois) réalisé par l'architecte japonais Shigeru Ban en collaboration avec à l'architecte-ingénieur allemand Otto Frei et présenté à l'expo 2000 à Hanovre.

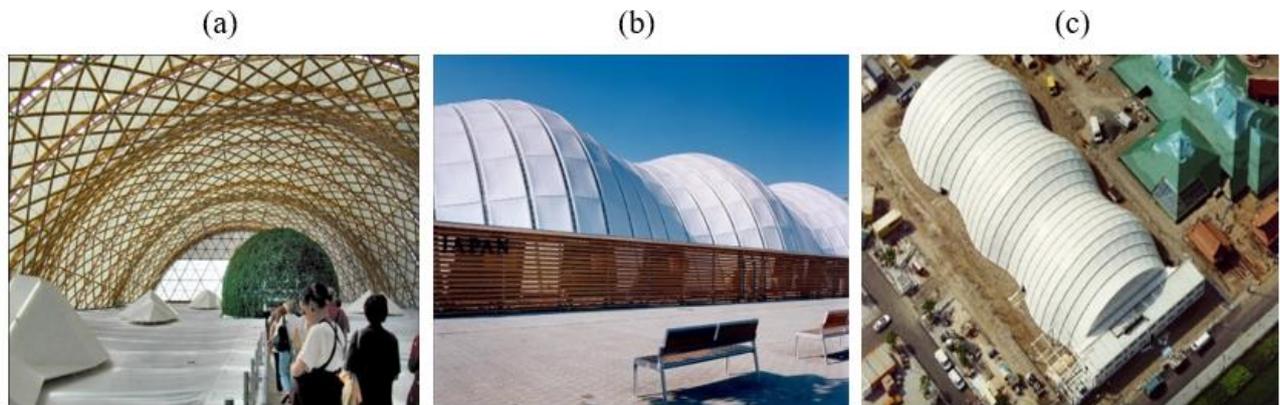


Figure 1.12. Pavillon japonais : (a) vue intérieure, (b) vue latérale et (c) vue aérienne (Dalbéra, 2010)

1.2.1.3. Dômes géodésiques

En architecture, un dôme géodésique est une structure sphérique, ou partiellement sphérique, en treillis dont les barres suivent les grands cercles géodésiques de la sphère. L'intersection des barres géodésiques forme des éléments à forme géométrique unique (triangles, hexaèdre etc.) possédant chacun sa propre rigidité et provoquant ainsi la distribution des forces et des tensions sur l'ensemble de la structure, qui est de ce fait autoporteuse. Les dômes géodésiques peuvent être construits rapidement sans gros équipement ; ils se soutiennent eux-mêmes sans nécessiter de poteaux ni de murs porteurs intérieurs. Cette propriété rend ces structures très adaptées aux églises, arènes sportives et halls d'exposition.

Les structures en gridshell et les dômes géodésiques sont tous deux des structures réticulaires courbes dans l'espace, mais la différence entre les deux réside dans le fait que les dômes géodésiques ont leur surface discrétisée en utilisant un modèle basé sur la répétition d'une forme géométrique unique. Le *Eden Project* est un bon exemple de dôme géodésique où l'hexaèdre a été choisi comme module de base (Figure 1.13).

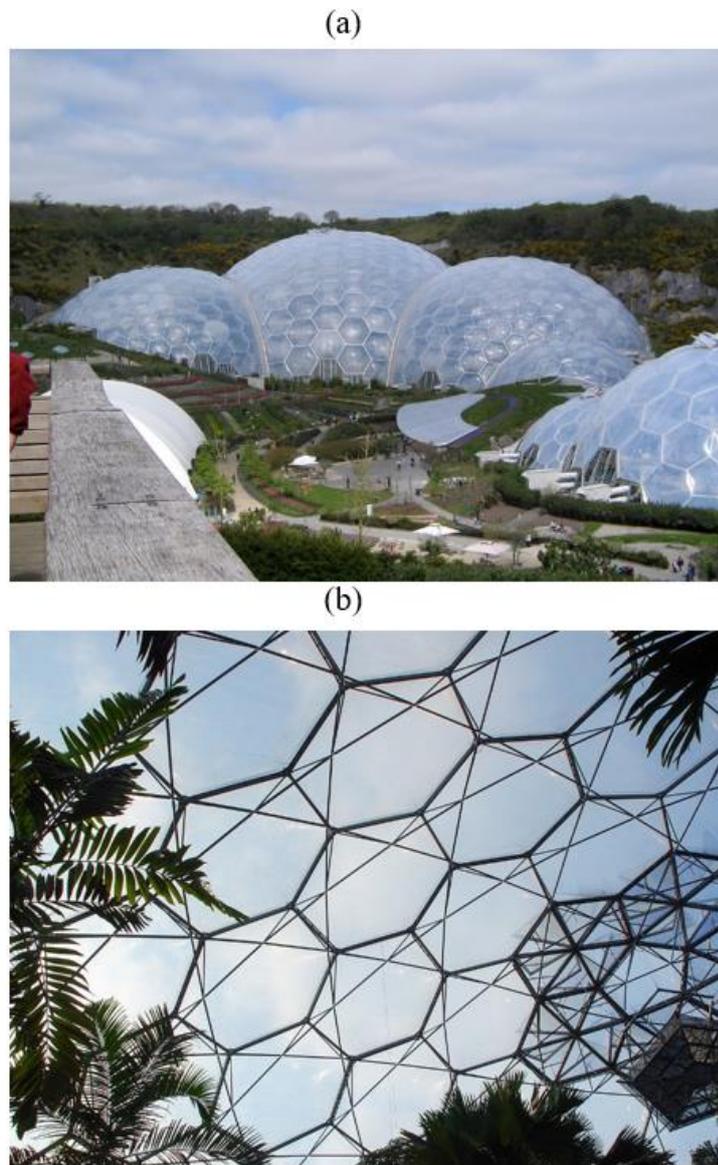


Figure 1.13. Eden project : (a) Vue aérienne et (b) vue intérieure (<https://stringfixer.com/>)

1.2.2. Structures réticulaires planes

Une structure réticulaire plane est par extension une poutre à treillis dont les barres sont liées entre elles, dans le plan, au niveau des nœuds articulés. La poutre à treillis se compose de triangles, c'est-à-dire de formes géométriquement stables ; ce qui lui permet de supporter la compression ou la traction, engendrée par des charges élevées, sans alourdir la structure. Les structures réticulaires planes peuvent être regroupées en deux grands groupes à savoir les poutres à treillis à membrures parallèles et les poutres à treillis à membrures non parallèles.

1.2.2.1. Poutres à treillis à membrures parallèles

Les poutres à treillis à membrures parallèles sont majoritairement rencontrées dans la réalisation des ponts. Il en existe trois principaux types dont la poutre à treillis en N, la poutre à treillis en V et la poutre à treillis en croix de Saint-André.

a. Poutre à treillis en N

Cette poutre est la plus ancienne. Elle est constituée de deux membrures continues reliées par des montants verticaux comprimés et des diagonales tendues formant un treillis en N ; La poutre Pratt (Figure 1.14) en est un exemple. Les charges s'exercent principalement sur les montants ; l'inclinaison optimale des diagonales est de 45 degrés. Si le nombre de panneaux (Figure 1.14) est impair, on place une croix de saint André dans le panneau central.

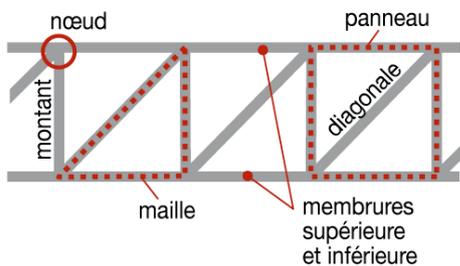


Figure 1.15. Composantes d'une poutre treillis

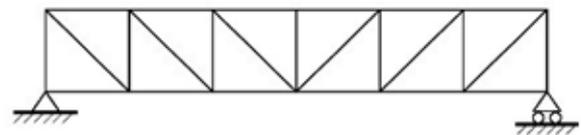


Figure 1.14. Poutre Pratt (Glulam, 2018)

b. Poutre à treillis en V

Cette poutre est aussi appelée poutre Warren (Figure 1.16). C'est la plus courante en raison de son rendu esthétique élégant. La poutre Warren se compose de deux membrures continues, reliées par des diagonales alternativement tendues et comprimées. Celles-ci, étant assemblées en triangles et reliées aux nœuds, forment un treillis en V. Il est possible d'adjoindre des montants intermédiaires pour réduire la longueur de flambement des membrures comprimées.

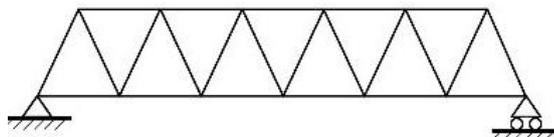


Figure 1.16. Poutre Warren (Glulam, 2018)

c. Poutre à treillis en croix de Saint-André

La poutre à treillis en croix de Saint-André (Figure 1.17) est formée par une superposition de poutres élémentaires de Pratt et de Howe, chaque panneau contenant une diagonale tendue et une diagonale comprimée. Elle représente la solution économique et est préconisée lorsque l'entraxe (la distance) entre les pannes ou les fermes est important.

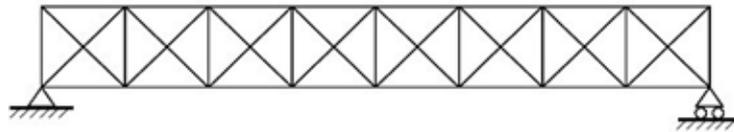


Figure 1.17. Poutre à treillis en croix de Saint-André (Glulam, 2018)

1.2.2.2. Poutres à treillis à membrures non parallèles

Les différentes fermes de charpente constituent les principaux types de poutres à treillis à membrures non parallèles.

d. Fermes de charpente

Les fermes de charpente sont des poutres à treillis dont les membrures supérieures suivent la pente de la toiture. Celles-ci sont faites de bois et/ou de métal et sont reliées les unes aux autres par des pièces longitudinales appelées pannes. L'assemblage de poutres à treillis ici permet d'alléger le poids de la charpente en limitant les charges exercées sur les murs porteurs et les fondations. La ferme la plus fréquente est la ferme de Polonceau (Figure 1.18) à deux pentes similaires. Toutefois, il existe plusieurs autres configurations possibles (figure 1.19), également utilisées en construction.

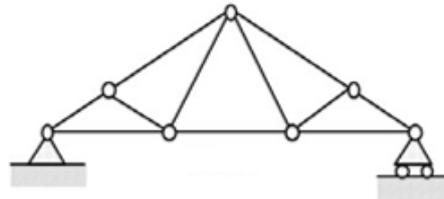


Figure 1.18. Ferme Polonceau (Bou Chaaya, 2015)

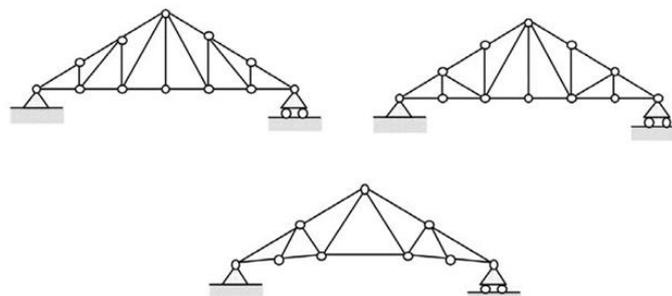


Figure 1.19. Autres configurations possibles de fermes (Bou Chaaya, 2015)

Il existe également des poutres à treillis paraboliques dites poutres à treillis bow-string (Figure 1.20), généralement utilisées tant pour les charpentes que pour les ponts. Ce sont des poutres de grandes dimensions, composées d'une membrure supérieure en arc et d'une membrure inférieure horizontale tendue ou en entrain retroussé, reliées par des aiguilles ou montants. Ce type de poutre ne transmet que des actions verticales sur les appuis.

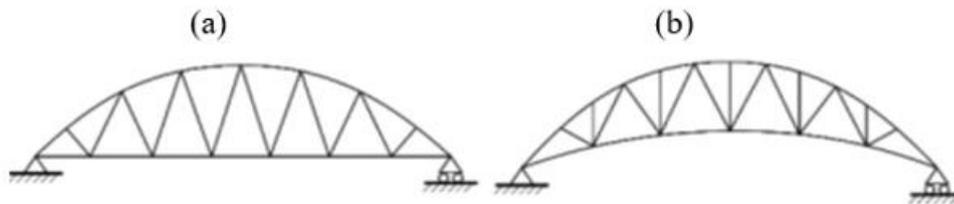


Figure 1.20. Poutres bow-string : (a) à membrure inférieure horizontale et (b) à entrain retroussé (Glulam, 2018)

1.3. Méthodes d'assemblage dans les structures métalliques

En construction métallique, les assemblages représentent les organes de liaison qui permettent de réunir et de solidariser les différents éléments de la structure (poteaux, poutres diagonales de contreventement, tirants etc.) entre eux, tout en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les éléments assemblés et ce, sans générer d'efforts parasites. Les principales méthodes d'assemblage utilisées pour connecter les éléments structurels sont d'une part le rivetage et le boulonnage (assemblages mécaniques) et d'autre part le soudage et le collage (assemblages adhérents).

1.3.1. Le rivetage

Le rivetage a été longtemps le seul procédé d'assemblage utilisé en construction métallique, à l'exemple de la construction de la tour Eiffel qui a nécessité l'utilisation de plus de deux millions de rivets environ (Figure 1.22). Développé dès la fin du XVIII^{ème} siècle pour la confection des chaudières et très largement développé à partir de 1850, il est complètement abandonné aujourd'hui au profit des boulons sauf dans les cas de rénovation de bâtiments anciens ou de ponts.

Le rivetage est une méthode d'assemblage basée sur l'utilisation des rivets. Un rivet (Figure 1.21) se présente sous la forme d'une tige cylindrique, généralement métallique, munie à l'une de ses extrémités d'une tête (partie de section plus grande) et dont l'autre extrémité servant de pointe est destinée à être abattue, aplatie et élargie par écrasement pour solidariser les éléments à riveter ensemble. En effet, le procédé de rivetage consiste à introduire, dans un trou préalablement fait dans les éléments à assembler, le rivet préalablement chauffé au rouge et posé à chaud, puis à écraser la pointe c'est-à-dire la partie sans tête ; le rivet se contracte en se refroidissant ce qui assure une force de serrage et un assemblage par frottement des deux éléments entre eux. Procédé efficace et très sûr, il exige cependant beaucoup de main d'œuvre et il faut également signaler la très grande difficulté de démonter l'assemblage sans détruire les rivets.



Figure 1.21. Rivet à tête sphérique **Figure 1.22.** Tour Eiffel rivetée (www.dreamstime.com)

1.3.2. Le boulonnage

Le boulonnage, méthode d'assemblage basée sur l'utilisation des boulons, a avantageusement remplacé le rivetage, car ne nécessitant que des opérations mécaniques de serrage des boulons. Tel qu'illustré à la figure 1.23, un boulon est un élément d'assemblage comportant une tête généralement de forme hexagonale, un corps cylindrique totalement ou partiellement fileté constituant la vis et un écrou également hexagonal. Les rondelles, freins d'écrou, contre-écrou font partie des accessoires des assemblages. La diversité des épaisseurs à assembler dans une ossature conduit à de nombreux types de boulons.

Les assemblages boulonnés se caractérisent d'une part par le mode de sollicitation, qui peut être un effort perpendiculaire à l'axe du boulon (joint de cisaillement) ou parallèle à l'axe du boulon (joint de traction) ; et d'autre part par le mode de fonctionnement, qui peut être précontraint ou non précontraint. Les boulons à haute résistance (HR) ou boulons à serrage contrôlé, sont des boulons aptes à être utilisés pour les assemblages précontraints. Le serrage contrôlé d'un boulon HR (Figure 1.25) se fait par une clé dynamométrique, et crée entre deux pièces une pression qui s'oppose au glissement par frottement. Ce type de boulon est principalement utilisé pour assurer la liaison des composants dans des assemblages soumis à des moments de flexion et des efforts tranchants. L'intérêt des boulons HR. réside dans la rapidité de montage et dans la possibilité de démontage ; la figure 1.24 présente par ailleurs un

poteau métallique boulonné et facilement démontable. Les assemblages boulonnés doivent être protégés contre la corrosion, par des mesures visant à empêcher l'humidité de pénétrer jusqu'aux surfaces en contact et aux trous des boulons. Quand le soudage s'est généralisé en atelier et sur chantier, l'usage des boulons a été restreint aux assemblages difficiles.

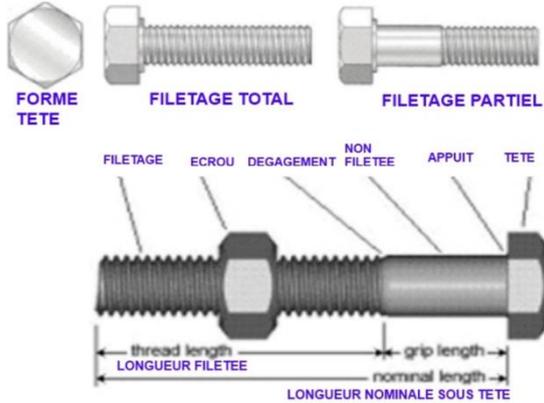


Figure 1.23. Parties d'un boulon



Figure 1.25. Boulon HR (STRRES, 2014)



Figure 1.24. Poteau boulonnée (Ballio e Bernuzzi, 2004)

Il est à noter que, dans le cas des joints de cisaillement, le boulon est soumis à des forces perpendiculaires à son axe et le comportement de l'assemblage est différent selon que le boulon fonctionne en cisaillement ou en friction. Dans la première situation, le boulon est actif lorsque sa surface latérale entre en contact avec la surface latérale du trou. La rupture du boulon se produit lorsque la résistance au cisaillement du boulon est dépassée ou en raison d'une défaillance de la plaque. La contrainte de cisaillement dans le boulon est donnée par l'équation (1.1).

$$\tau = \frac{V}{n_f \cdot A_{res}} \quad (1.1)$$

Où :

- V est l'effort tranchant ;
- n_f est le nombre de surfaces résistantes ;
- A_{res} est l'aire résistante de la tige filetée.

Dans la deuxième situation, lorsque les joints fonctionnent en friction, ceux-ci présentent ensemble les plaques d'acier ; c'est le cas des joints de cisaillement précontraints (Figure 1.26) qui fonctionnent par frottement, même si la surface latérale de la vis du boulon ne rentre pas en contact avec la surface latérale du trou. Le comportement du joint ici dépend de la valeur de la clé dynamométrique qui lui est transmise. Les joints par friction sont nécessaires lorsque des glissements éventuels peuvent compromettre le comportement statique de la structure. L'effort maximal transmissible par frottement (F_{lim}) de chaque boulon soumis à une sollicitation axiale initiale N_s est donnée par l'équation (1.2).

$$F_{Lim} = \frac{n_f \cdot \mu \cdot N_s}{\gamma_f} \quad (1.2)$$

Où :

γ_f est le coefficient partiel de sécurité ;

μ est le coefficient de frottement ;

n_f est le nombre de zones résistantes en contact.

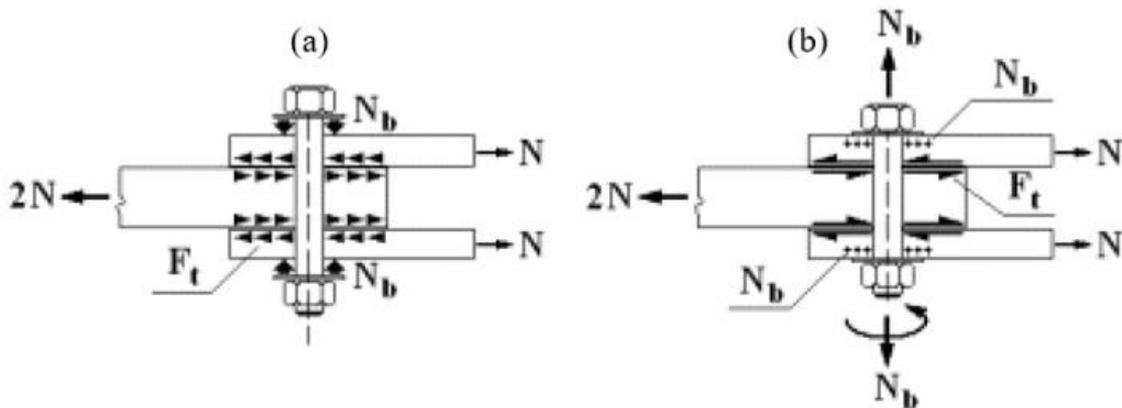


Figure 1.26. Fonctionnement d'un joint de cisaillement précontraint : (a) Répartition des forces de frottement et (b) Action de serrage

Des études antérieures ont montré que la défaillance dans les assemblages boulonnés peut être due à une déformation plastique des sections brutes assemblées, une rupture de la plaque près des trous de boulons, une rupture de la plaque sous l'effet de la traction, une rupture par cisaillement de la vis ou encore la pression diamétrale sur le trou de la plaque (Toussaint et al., 2015).

1.3.3. Le soudage

Le soudage est une opération consistant à réunir deux ou plusieurs parties constitutives d'un assemblage, de manière à assurer la continuité entre les parties à assembler – soit par chauffage – soit par intervention de pression – soit par la combinaison des deux, avec ou sans emploi d'un produit d'apport. A cet effet, deux méthodes de soudure sont à distinguer dont :

- La soudure autogène dans laquelle le matériau constituant les pièces à raccorder prend parti de l'articulation par fusion de l'une de ses parties.

- La méthode hétérogène dans laquelle la fusion n'intéresse un métal de soudure extérieur qu'à une température de fusion inférieure à celle du matériau de base.

Il faut noter que le soudage permet d'assembler des pièces de métal identique (par exemple deux pièces en acier). Le métal d'apport doit également être de la même matière que les pièces à assembler. Pour un soudage efficace, il faut d'abord une fusion des extrémités de chaque pièce avant de les assembler grâce au métal d'apport.

Il existe plusieurs procédés de soudage différents, mais le procédé le plus courant en construction métallique est la soudure à l'arc électrique (Figure 1.27) dont le but est de créer un court-circuit qui provoque un arc électrique et un très grand dégagement de chaleur (4000 à 4500 °C). C'est l'électrode qui sert de métal d'apport ici et qui permet donc de réaliser la soudure en fondant sur la pièce à souder (MEDJAHED, 2020). Quand la soudure est faite à plat, il est possible d'utiliser un flux protecteur en poudre, protégeant l'électrode. La résistance de la soudure aux efforts dépend de l'acier, de la qualité d'exécution et des préparations prévues.

Les assemblages soudés, servant à transmettre les efforts entre les membrures ou les pièces jointes par soudage, la conception des joints soudés est donc influencée par le type de sollicitation en service. Selon la position des pièces à raccorder, les joints illustrés à la figure 1.28 peuvent être distingués.

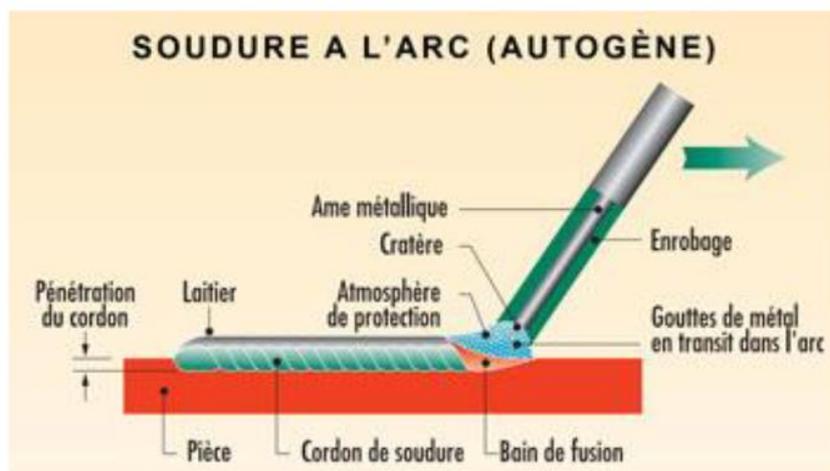


Figure 1.27. Procédé de soudure à l'arc électrique (MEDJAHED, 2020)

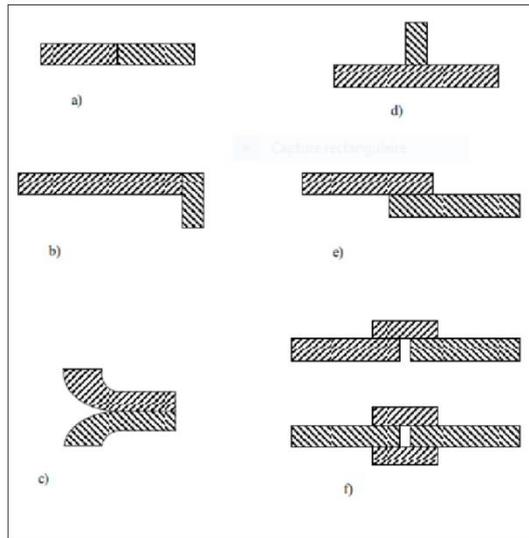


Figure 1.28. Types de joints soudés : a) soudure bout à bout, b) joint d'angle, c) joint à bords relevés, d) joint en T, e) assemblage par recouvrement simple et f) assemblage symétrique par simple couvre-joint et double couvre-joint (MEDJAHED, 2020).

1.3.4. Le collage

Le collage permet d'assembler des substrats au moyen de substances adhésives (colles, adhésifs) ; il est dit structural dès lors qu'il confère à l'assemblage considéré une résistance mécanique suffisante dans les conditions environnementales de service. Les solutions de collage pour le métal sont donc développées pour garantir des assemblages de très haute résistance mécanique. Le collage permet ainsi de remplacer les autres méthodes d'assemblage citées plus haut, en apportant un élément supplémentaire qu'est la compétitivité.

La première application du collage structural en génie civil a consisté à la fin des années 1960 au renforcement de structures en béton par tôles collées (Theillout, 1983). Cette technique d'assemblage permet des gains de productivité significatifs en termes de coûts de production, de poids des pièces assemblées ou encore de temps d'assemblage. Les colles destinées à l'assemblage du métal doivent posséder des propriétés optimisées pour les applications et les contraintes les plus diverses notamment une résistance chimique et une résistance thermique élevées.

Il existe différents types de colles pouvant assembler les matériaux en construction mécanique. Le choix de l'adhésif et la préparation de surfaces étant des aspects essentiels du collage structural, il est à noter que les principaux adhésifs structuraux font partie des colles dites à durcissement chimique, à l'inverse des colles à durcissement physique (Chataigner, 2008). Ce sont également le plus souvent des polymères thermodurcissables car la majorité des polymères thermoplastiques n'ont pas les propriétés mécaniques suffisantes pour être qualifiés de structuraux.

Selon Bruneaux (2004), les cinq principaux types d'adhésifs utilisés pour des applications structurales sont les suivants :

- Les résines polyuréthanes qui sont des résines thermodurcissables très souples mais ayant des capacités mécaniques ultimes relativement faibles.
- Les adhésifs acryliques comprennent les cyanoacrylates, les adhésifs anaérobies (dont le durcissement est très rapide en absence d'air et au contact d'ions métalliques) et les acryliques modifiés. Cette dernière famille d'adhésifs est plus récente et présente de bonnes propriétés de souplesse.
- Les adhésifs phénoliques qui sont des résines ayant un comportement relativement fragile.
- Les polyamides sont des résines coûteuses résistant à haute température et donc principalement utilisées dans le domaine de l'aéronautique.
- Les adhésifs époxy (Figure 1.29) qui sont les résines les plus utilisées aujourd'hui. Elles peuvent se présenter sous la forme de mono ou bi-composants et peuvent polymériser à froid comme à chaud. Elles présentent des résistances en traction élevées mais peuvent souffrir de faiblesse en pelage.

Dans CETIM (2006), les auteurs décrivent les avantages des résines époxy qui en font aujourd'hui la famille de résine structurale la plus utilisée en génie civil ; leur performance mécanique, leur facilité relative de mise en œuvre, leur coût, et leur relative stabilité dans le temps. Toutefois, les résines formulées peuvent être chargées soit pour modifier leurs propriétés, soit pour améliorer leur mise en œuvre (viscosité, temps de polymérisation) ou leurs performances mécaniques (Kinloch, 1987). Lors de la réalisation d'un collage structural, l'une de ces résines est donc utilisée avec deux substrats. Ce sont les efforts dits d'adhésion qui permettent à l'ensemble de fonctionner.

Encore expérimental, le collage de pièces métalliques ne s'emploie en pratique que pour des pièces d'enveloppe où les contraintes mécaniques à prendre en compte sont faibles. Néanmoins, les progrès très importants réalisés ces dernières années dans les colles laissent prévoir un grand développement de ce type d'application.



Figure 1.29. Tube d'adhésif époxy bi-composant (www.henkel-adhesives.com)

1.4. Types de connexions dans les structures métalliques

Les assemblages ou connecteurs jouent un rôle essentiel dans le comportement des structures métalliques. D'une part, ils peuvent être la cause de ruptures structurales en raison d'une conception inadéquate ou d'une erreur de fabrication. D'autre part, par leur ductilité, ils assurent le bon comportement des structures métalliques soumises à de fortes charges. La classification des assemblages en acier peut être faite par rapport aux éléments de structure qu'ils doivent relier. Les configurations courantes incluent les connexions entre deux poutres, deux poteaux, une poutre et un poteau, dans les poutres treillis et contreventements et la connexion au niveau de l'appui d'un poteau.

1.4.1. Liaison poutre - poutre

Les éléments porteurs dans les structures métalliques (poutres, poteaux etc.) sont généralement constitués de profilés en H, en I ou tubulaires et sont assemblés au moyen de connexions diverses. Les parties constitutives de tels profilés sont présentées à la figure 1.30. La liaison entre deux poutres peut se faire au moyen : d'assemblages avec plaques d'acier soudées à l'extrémité de chaque poutre et boulonnées sur place, d'assemblages avec plaques de recouvrement boulonnées, via des joints avec plaques de recouvrement soudées ou encore via des joints avec soudures bout à bout. La figure 1.31 illustre ainsi les différentes configurations possibles de telles liaisons à savoir :

- Assemblages avec profils angulaires (L), boulonnés à l'âme de la poutre principale et de la poutre secondaire (Figure 1.31.a).
- Assemblages à profils angulaires, soudés à l'âme de la poutre secondaire et boulonnés à l'âme de la poutre principale (Figure 1.31.b).
- Assemblages à profils angulaires, boulonnés à l'âme de la poutre principale et secondaire. Les semelles supérieures des poutres sont positionnées au même niveau (Figure 1.31.c).
- Assemblages avec une plaque soudée à l'âme de la poutre secondaire et boulonnée à l'âme de la poutre principale (Figure 1.31.d).
- Assemblages avec une plaque soudée à l'extrémité de la poutre secondaire et boulonnée à une plaque soudée à la poutre principale et raidie avec des nervures (Figure 1.31.e).
- Assemblages avec plaque soudée à la poutre principale et boulonnée à l'âme de la poutre secondaire (Figure 1.31.f).

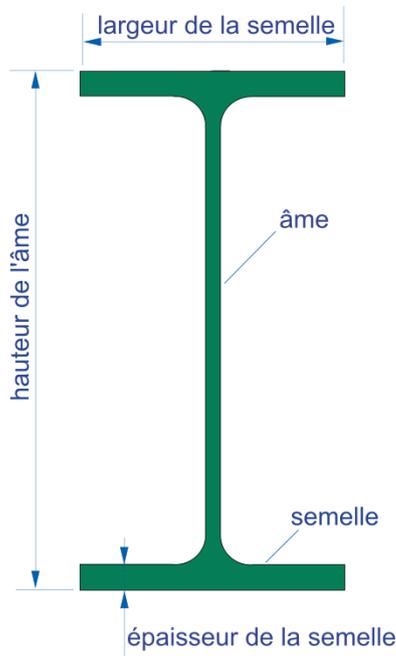


Figure 1.30. Parties d'un profilé I ou H

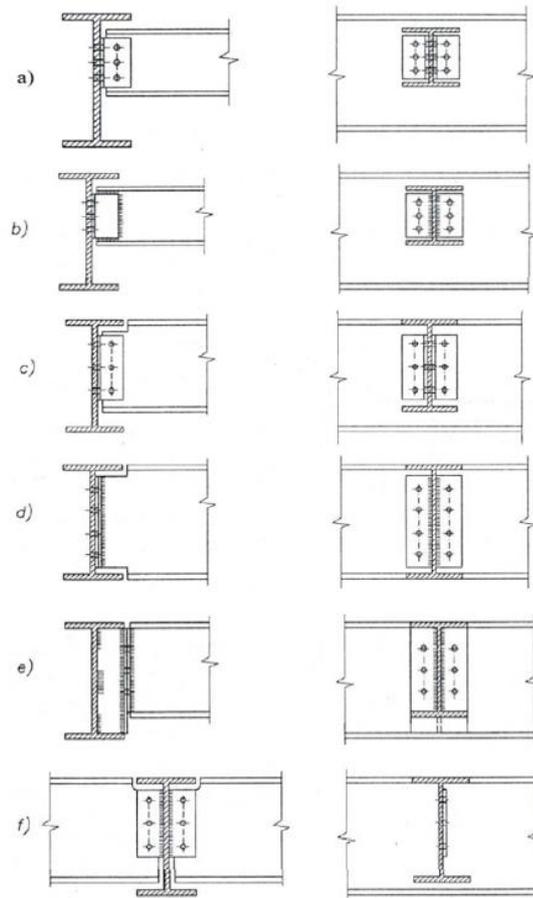


Figure 1.31. Types de liaison poutre- poutre (Ballio e Bernuzzi, 2004)

1.4.2. Liaison poteau - poteau

Les configurations possibles pour relier deux poteaux de dimensions avoisinantes dont les suivantes (Figure 1.32) :

- Joint avec plaques de recouvrement internes en acier soudées aux brides des deux poteaux (Figure 1.32.a).
- Joint avec plaques de recouvrement internes en acier boulonnées aux brides des deux poteaux (Figure 1.32.b).
- Joint avec plaque d'acier soudée au sommet du poteau inférieur et à la base du poteau supérieur (Figure 1.32.c).
- Assemblage par contact entre deux brides soudées au poteau inférieur et au poteau supérieur (Figure 1.32.d).

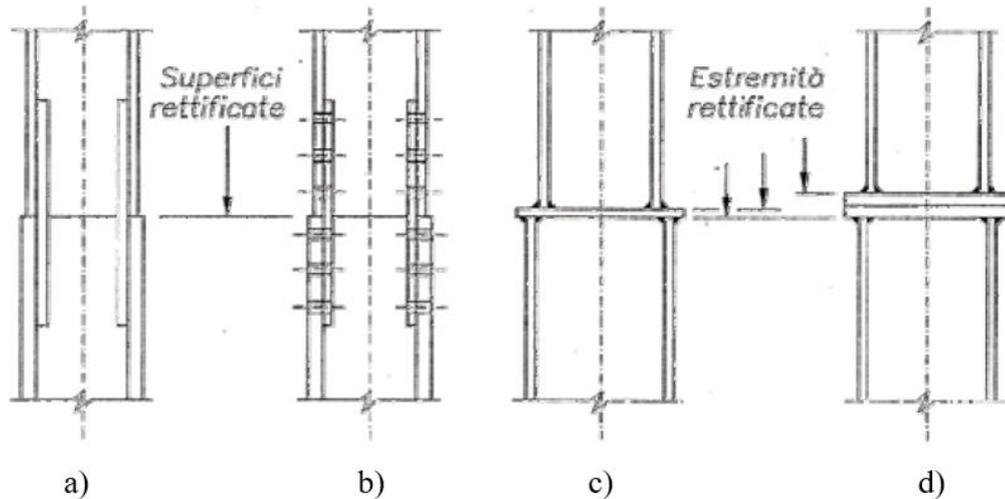


Figure 1.32. Types de liaisons poteau - poteau (Ballio e Bernuzzi, 2004)

Lorsque les sections transversales des poteaux ont des dimensions différentes, il convient de placer une plaque au niveau de la section de contact comme le montre la figure 1.33. Les configurations possibles sont les suivantes :

- Assemblage avec plaque soudée à l'extrémité du poteau inférieur raidi par des nervures verticales pour la diffusion des contraintes (Figure 1.33.a).
- Joint avec plaque soudée à l'extrémité du poteau raidi par des nervures verticales et nervures horizontales soudées (Figure 1.33.b).
- Création d'une sorte de continuité entre deux poteaux de dimensions différentes, au moyen de plaques diagonales et horizontales (Figure 1.33.c).

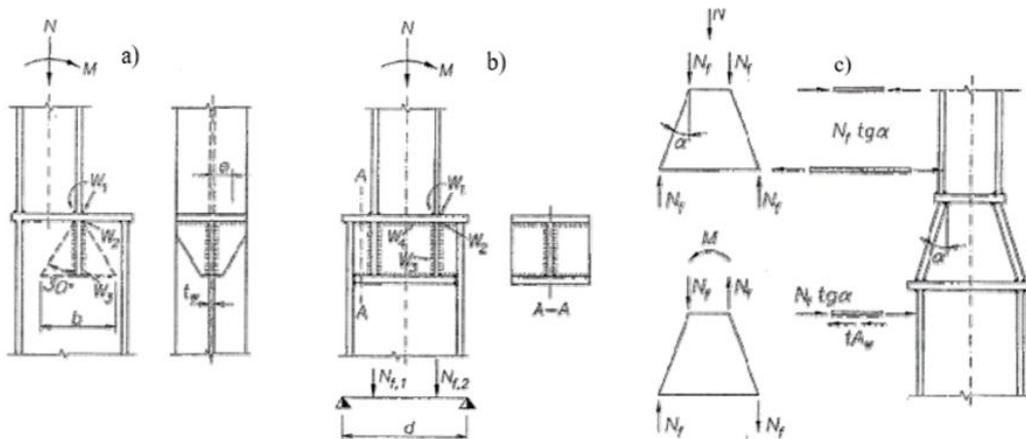


Figure 1.33. Types de liaison entre poteaux de dimensions différentes (Ballio e Bernuzzi, 2004)

1.4.3. Liaison poteau-poutre

La liaison entre un poteau et une poutre peut se faire au moyen d'une plaque d'extrémité ou via des profils angulaires. Les configurations possibles sont les suivantes (Figure 1.34) :

- Assemblages à profils angulaires boulonnés à la semelle (ou à l'âme) du poteau et à l'âme de la poutre (Figure 1.34.a).
- Assemblages avec une plaque soudée au poteau et boulonnée à l'âme de la poutre (Figure 1.34.b).
- Assemblages avec une plaque soudée à l'âme de la poutre et boulonnée au poteau (Figure 1.34.c).

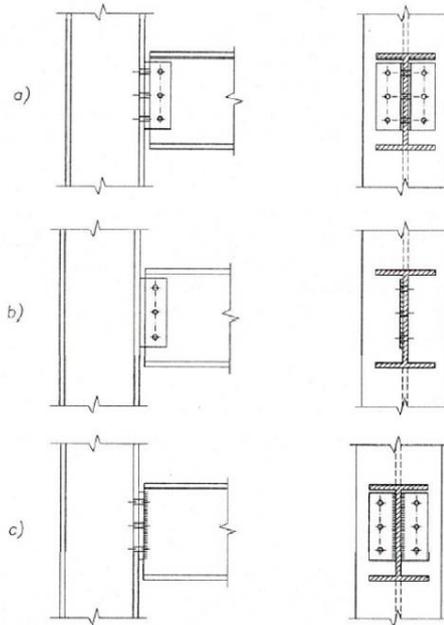


Figure 1.34. Types de liaison poteau - poutre (Ballio e Bernuzzi, 2004)

1.4.4. Liaison au niveau des fermes de charpente

Dans les fermes réticulées, les liaisons entre les barres sont généralement réalisées par soudure ou par boulons, moyennant l'utilisation d'une plaque gousset. La figure 1.35 présente, à cet effet, quelques configurations possibles. Il est important de relever que pour des commodités de transport ou de montage, l'on est souvent amené à réaliser des fermes en plusieurs parties qui seront assemblées par boulonnage sur le chantier.

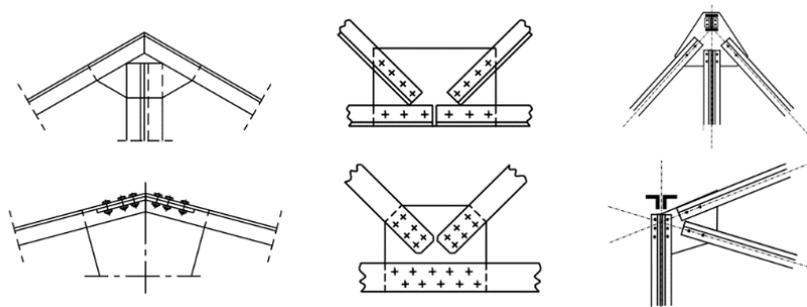


Figure 1.35. Types de liaisons entre les éléments de ferme (ESTHER, 2003)

La figure 1.36 présente quelques configurations, généralement rencontrées, de liaison entre une ferme de charpente et un poteau.

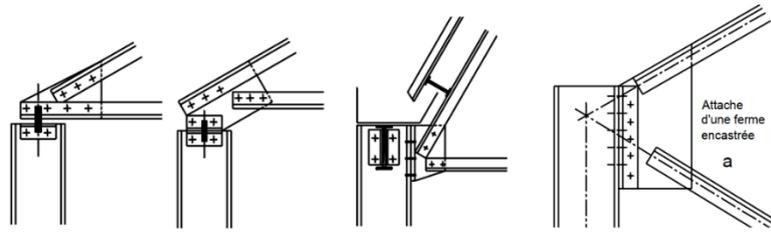


Figure 1.36. Configurations possibles de liaison entre une ferme et un poteau (ESTHER, 2003)

1.4.5. Liaison dans les contreventements

Dans les structures métalliques, il existe des contreventements verticaux, généralement utilisés au niveau des portiques et des contreventements horizontaux, utilisés soit dans les portiques ou alors au niveau de la charpente. Quelques configurations possibles des liaisons dans ces contreventements sont présentées aux figures 1.37, 1.38 et 1.39.

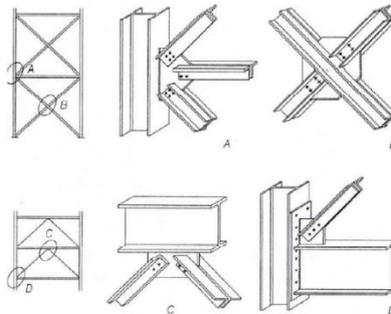


Figure 1.37. Liaisons dans les contreventements verticaux (Ballio e Bernuzzi, 2004)

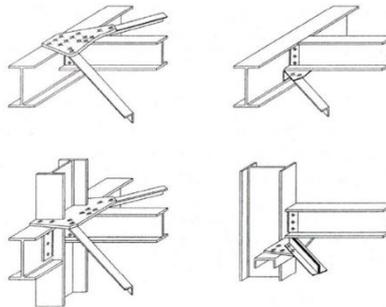


Figure 1.38. Liaisons dans les contreventements horizontaux du portique (Ballio e Bernuzzi, 2004)

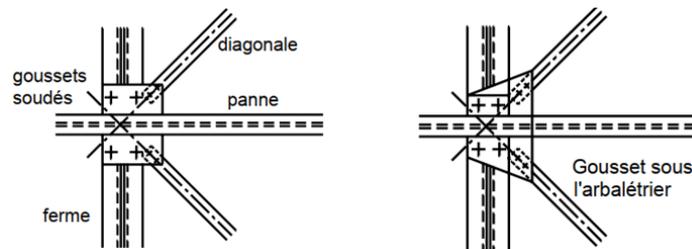


Figure 1.39. Liaisons dans les contreventements horizontaux de la charpente (vue de dessus) (ESTHER, 2003)

1.4.6. Appui au sol d'un poteau

Il s'agit ici d'un assemblage utilisé lors de la connexion d'une structure en acier à un noyau en béton. Une plaque mince ou épaisse est soudée à l'extrémité du poteau et s'appuie sur une couche de mortier au-dessus du sous-sol en béton. Des boulons particuliers appelés boulons d'ancrage relient cette plaque à la fondation en béton (Figure 1.40 : a et b). Si des forces de cisaillement et des moments de flexion importants agissent, d'autres plaques/nervures peuvent être ajoutées près de l'extrémité du poteau ou dans le béton (Figure 1.40 : c et d).

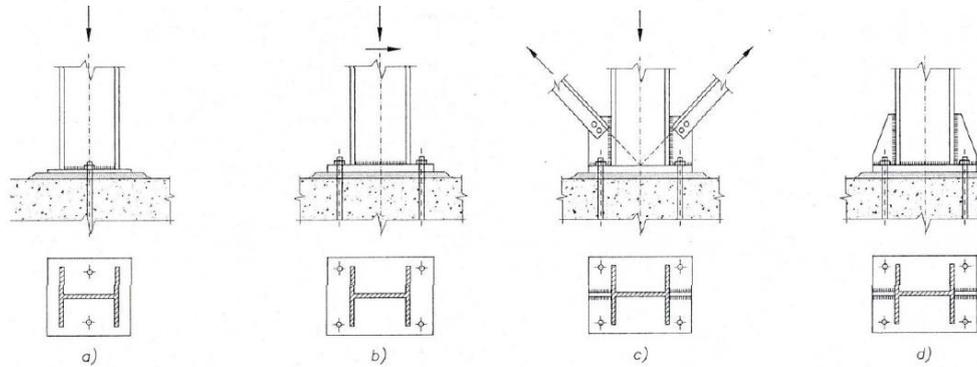


Figure 1.40. Type de liaison entre la base du poteau et la fondation au sol (Ballio e Bernuzzi, 2004)

1.5. Notion de chocs sur les structures

En mécanique, un choc est une collision brusque entre deux éléments, faisant intervenir des vitesses relatives très importantes, entraînant une brutale décélération et donc une force importante, durant un temps très court. En ingénierie de structures, le choc peut être lié à l'impact d'une explosion, à l'impact d'un véhicule/engin sur une structure, un crash d'avion sur une structure etc. La présente étude traitera d'un choc de véhicule sur une structure et cette section mettra un point d'honneur sur la caractérisation des chocs de véhicules sur les structures ainsi que sur les méthodes de détermination de la force d'impact due au choc.

1.5.1. Caractérisation du choc de véhicule sur une structure

Un choc de véhicule sur une structure est une interaction, entre le véhicule en mouvement et la structure, au cours de laquelle l'énergie cinétique du véhicule est soudainement transformée en énergie de déformation. Lorsque le véhicule est arrêté brutalement par la structure, le produit de sa masse par la décélération est grand, ce qui implique que des effets d'inertie importants soient mis en jeu également au niveau de la structure ; il s'agit donc d'une sollicitation dynamique car l'intensité, la direction ou le point d'application varient avec le temps.

Les chocs sont comptés parmi les actions accidentelles, qui sont des actions habituellement de courte durée, ayant peu de chances de se produire et avec une grandeur significative pendant un intervalle de temps considéré au cours de la durée de vie de projet. Les conséquences des charges d'impact dues au choc dans les structures sont très différentes de celles que produisent les charges statiques ou quasi statiques, en raison de la vitesse avec

laquelle l'énergie impliquée dans l'impact est transmise et qui doit être absorbée à la fois par la structure et par le corps impactant. De ce fait, les variables à prendre en compte dans l'analyse d'un choc sont : la vitesse de l'objet impactant, la distribution des masses, le comportement à la déformation et les caractéristiques d'amortissement tant de l'objet impactant que de la structure, car l'énergie évacuée par eux influe sur l'ensemble du bilan énergétique.

Toutefois, la norme EN 1991-1-7 stipule qu'il convient que les actions dues aux chocs sur les structures soient déterminées par une analyse dynamique ou alors représentées par une force statique équivalente. Ainsi, pour les besoins de calcul de la structure, les actions dues au choc peuvent être représentées par une force statique équivalente, produisant dans la structure des effets équivalents. Ce modèle simplifié peut être utilisé pour la vérification de l'équilibre statique, la détermination des déformations de la structure ayant subi le choc ou pour des vérifications de résistance, dépendant du niveau de protection visé. Lorsqu'un véhicule impacte une structure ou un élément de structure, trois cas de figures sont envisageables dont :

- Une déformation élastique, sous la forme de vibrations, typiquement de bruits d'impact, dans le cas de matériaux ductiles ou visqueux ;
- Une déformation irréversible (déformation plastique ou viscoplastique) provoquant un dégagement de chaleur ;
- Une rupture, dans le pire des cas.

1.5.2. Méthodes de détermination de la force d'impact

La détermination de la force d'impact lors d'un choc entre deux corps a fait l'objet de plusieurs recherches scientifiques et divers développements ont été réalisés pour pouvoir estimer la valeur de celle-ci. Ces développements comprennent entre autre le principe fondamental de la dynamique (PFD), des essais d'impact ainsi que la formulation de l'Eurocode.

1.5.2.1. Principe fondamental de la dynamique (PFD)

Encore appelé relation fondamentale de la dynamique ou deuxième loi de Newton, ce principe sert de socle à la théorie du choc. Il s'énonce comme suit : « Dans un référentiel galiléen, l'accélération du centre d'inertie d'un corps de masse constante (m) est proportionnelle à la résultante des forces qu'il subit, et inversement proportionnelle à sa masse m ». Ceci est généralement récapitulé par l'équation (1.3).

$$\vec{a} = \frac{1}{m} \sum \vec{F}_i \leftrightarrow \sum \vec{F}_i = m\vec{a} \rightarrow \vec{F} = m\vec{a} \quad (1.3)$$

Où :

- \vec{F} est la résultante des forces extérieures exercées sur l'objet ;
- \vec{F}_i désigne les forces extérieures exercées individuellement sur l'objet ;
- m représente la masse inertielle de l'objet ;
- \vec{a} représente l'accélération de son centre d'inertie.

Il existe une forme équivalente au principe fondamental de la dynamique appelée le théorème de la quantité de mouvement. C'est en 1743, dans le Traité de dynamique que ce principe, parfois appelé principe de d'Alembert, est énoncé. Celui-ci stipule que si l'on considère un système de points matériels liés entre eux de manière que leurs masses acquièrent des vitesses respectives différentes selon qu'elles se meuvent librement ou solidairement, les quantités de mouvements gagnées ou perdues dans le système sont égales. Le théorème de la quantité de mouvement se résume par l'équation (1.4).

$$I = \int_{t_1}^{t_2} \vec{F} dt = \int_{t_1}^{t_2} m \vec{a} dt \quad \rightarrow \quad \vec{I} = m(\vec{v}_2 - \vec{v}_1) \quad (1.4)$$

La dimension de l'impulsion I est le produit d'une force par le temps. Donc la variation de la quantité de mouvement d'un point matériel pendant un intervalle de temps quelconque est égale à l'impulsion relative à cet intervalle. L'impulsion peut être définie comme une percussion lorsque la force est grande pendant un temps court. Sous cette forme impulsive, le principe fondamental de la dynamique permet de montrer que, lors d'un choc entre deux masses ponctuelles, la quantité de mouvement se conserve. Si l'on considère deux masses ponctuelles m_1 et m_2 animées respectivement de vitesses \vec{v}_1 et \vec{v}_2 avant le choc et \vec{v}'_1 et \vec{v}'_2 après le choc, la conservation de la quantité de mouvement s'écrit suivant l'équation (1.5) (Mestat, 1999).

$$m_1 \cdot \vec{v}_1 + m_2 \cdot \vec{v}_2 = m_1 \cdot \vec{v}'_1 + m_2 \cdot \vec{v}'_2 \quad (1.5)$$

Afin de résoudre le problème physique d'un choc entre deux objets, une hypothèse doit être faite sur la nature des corps (hypothèse de Newton). En effet, le rebondissement varie en fonction de la matière constituant les corps. Un coefficient de restitution (ε) est alors introduit et permet de modéliser une certaine dissipation d'énergie lors du choc. Le coefficient de restitution est égal au rapport des vitesses avant et après le choc comme le montre l'équation (1.6).

$$v'_1 - v'_2 = -\varepsilon(v_1 - v_2) \quad (1.6)$$

A ce niveau, deux cas extrêmes peuvent être envisagés dont $\varepsilon=0$ correspondant à un choc mou ou parfaitement plastique (les deux corps restent en contact après le choc) ou $\varepsilon=1$ correspondant à un choc parfaitement élastique (aucune dissipation d'énergie).

1.5.2.2. Essais d'impact

Afin de déterminer la force d'impact due au choc, des essais d'impact sur des murs en béton ont été menés au laboratoire fédéral suisse d'essai des matériaux dans les années 1960 (EMPA, 1966). Ces essais ont permis de déterminer expérimentalement les temps de sollicitation. En se donnant la forme d'évolution de l'effort d'impact en fonction du temps (Figure 1.41), l'impulsion I, peut s'écrire suivant l'équation (1.7).

$$I = \frac{F_{\max} \cdot t_c}{2} \quad (1.7)$$

En supposant cette forme simple d'impulsion, la force d'impact maximale, F_{\max} , peut alors facilement être déduite et donnée par l'équation (1.8). Il serait donc ainsi possible de dimensionner des ouvrages en connaissant le temps d'impact.

$$F_{\max} = \frac{2.m.\Delta v}{t_c} \quad (1.8)$$

Où :

m est la masse de l'impacteur ;

Δv représente la variation de vitesse de l'impacteur entre le début et la fin de l'impact ;

t_c est le temps de sollicitation.

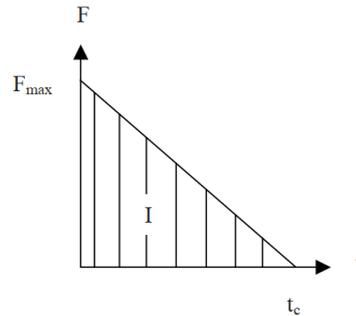


Figure 1.41. Représentation simplifiée de l'effort en fonction du temps d'impact (EMPA, 1966)

1.5.2.3. Formulation de l'Eurocode

Selon la norme EN 1991-1-7, deux méthodes sont à envisager pour déterminer la valeur de la force d'impact due au choc de véhicules sur les structures, dont l'une est basée sur les valeurs de calcul de la force statique équivalente et l'autre sur le calcul de la force d'interaction dynamique du choc.

e. Force statique équivalente de choc

L'EN 1991-1-7 classe les chocs en deux catégories dont le choc mou et le choc dur. Le choc est caractérisé comme dur lorsque l'énergie est principalement dissipée par le corps impactant ; par contre celui-ci est dit mou lorsque la structure est conçue pour se déformer en absorbant l'énergie du choc. Cette norme stipule que dans le cas d'un choc dur, la valeur indicative de calcul de la force statique équivalente peut être prise dans le tableau 1.3. Cette valeur peut être utilisée dans le cadre d'une analyse statique de la structure.

Tableau 1.3. Valeurs de calcul indicatives des forces statiques équivalentes à l'impact d'un véhicule sur des éléments soutenant des structures situées au-dessus ou à proximité de chaussées (EN 1991-1-7).

Catégorie de trafic	Force F_{dx} ^{a)} [kN]	Force F_{dy} ^{a)} [kN]
Autoroutes et routes régionales, nationales et principales	1 000	500
Routes régionales en zone rurale	750	375
Routes en zone urbaine	500	250
Cours d'immeubles et garages parkings avec accès pour :		
— les voitures	50	25
— les camions ^{b)}	150	75
<i>a) x = dans la direction de la circulation ; y = perpendiculairement à la direction de la circulation. b) Le terme «camion» se rapporte aux véhicules dont la masse brute maximale est supérieure à 3,5 tonnes.</i>		

f. Force d'interaction dynamique du choc

Dans le cadre d'une analyse dynamique, il convient de calculer la force d'interaction dynamique du choc. Ce calcul diffère suivant que le choc soit dur ou mou.

i. Cas d'un choc dur

Dans le cas d'un choc dur, il est supposé que la structure est rigide et immobile et que l'objet qui entre en collision se déforme linéairement pendant la phase d'impact ; celui-ci est modélisé comme un barreau équivalent de section transversale uniforme (Figure 1.42). La force d'interaction dynamique maximale résultante est donnée par l'expression (1.9).

$$F = v_r \sqrt{k m} \tag{1.9}$$

Où :

- v_r est la vitesse de l'objet au moment du choc ;
- k est la rigidité élastique équivalente de l'objet ($k = EA/L$) ;
- m est la masse de l'objet impactant ($m = \rho AL$) ;
- L est la longueur de l'objet impactant ;
- A est l'aire de la section transversale ;
- E est le module d'élasticité ;
- ρ est la masse volumique de l'objet impactant.

La force due au choc peut être considérée comme une impulsion rectangulaire sur la surface de la structure. La durée de l'impulsion s'obtient alors par l'expression (1.10) ; et s'il y a lieu, un temps de croissance non nul peut être appliqué (Figure 1.42).

$$F \Delta t = mv \quad \text{ou} \quad \Delta t = \sqrt{m/k} \quad (1.10)$$

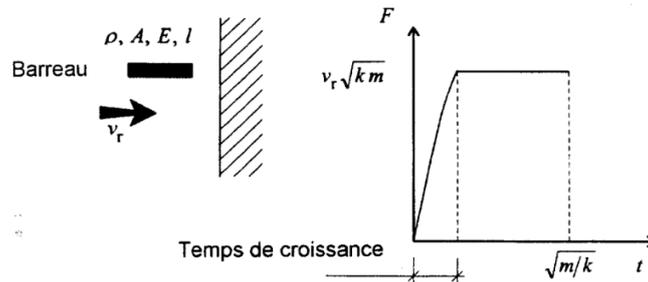


Figure 1.42. Modèle de choc et temps de croissance (ENV 1991-2-7)

ii. Cas d'un choc mou

Dans le cas d'un choc mou, la structure peut être supposée élastique et l'objet impactant rigide. Dans ce cas, les expressions données précédemment pour un choc dur s'appliquent et il convient de les utiliser avec pour k représentant la rigidité de la structure et non plus celle de l'objet impactant.

Par ailleurs, si la structure est calculée pour absorber l'énergie d'impact par des déformations plastiques, il convient de prendre des dispositions pour que sa ductilité soit suffisante pour absorber l'énergie cinétique totale (soit $\frac{1}{2} m \cdot v_r^2$) de l'objet impactant. Dans le cas limite d'un comportement rigide-plastique de la structure, l'exigence ci-dessus est satisfaite par la condition de l'expression (1.11).

$$\frac{1}{2} m v_r^2 \leq F_0 y_0 \quad (1.11)$$

Où :

F_0 est la résistance plastique de la structure, c'est-à-dire la valeur limite de la force statique d'impact F ;

y_0 est sa capacité de déformation, c'est-à-dire le déplacement du point d'impact que la structure peut subir.

Dans le cas d'un camion quittant la route et heurtant un élément structural, il convient de déterminer la vitesse d'impact v_r de l'expression (1.9) au moyen de l'expression (1.12) ; et sur la base de données indicatives pour le calcul probabiliste de la force d'impact, la valeur de calcul approchée pour la force d'interaction dynamique due au choc peut être déterminée à l'aide de l'expression (1.13).

$$v_r = \sqrt{(v_0^2 - 2 a s)} = v_0 \sqrt{1 - d/d_b} \quad (\text{pour } d < d_b) \quad (1.12)$$

Où :

v_0 est la vitesse du camion au moment où il quitte la voie de circulation ;

a est la décélération moyenne du camion une fois qu'il a quitté la voie de circulation ;

- s est la distance entre le point où le camion a quitté la voie de circulation et l'élément structural (Figure 1.43) ;
- d est la distance entre l'axe de la voie de circulation et l'élément structural ;
- d_b est la distance de freinage = $d_b = (v_0^2/2a) \sin \varphi$, où φ est l'angle entre la voie de circulation et la trajectoire du véhicule impactant

$$F_d = F_0 \sqrt{1 - d/d_b} \quad (1.13)$$

Où :

- F_0 est la force de collision ;
- d et d_b sont tels qu'indiqués ci-dessus.

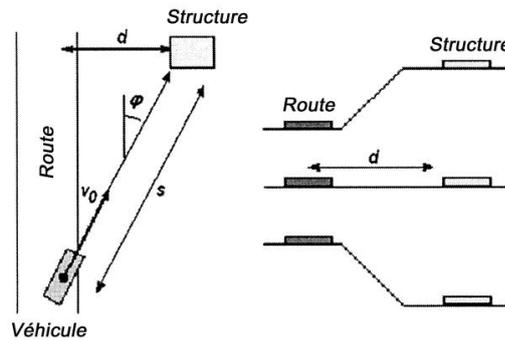


Figure 1.43. Croquis pour les chocs de véhicules (EN 1991-1-7) (vue de dessus et coupes en travers : route en déblai, en terrain plat, et en remblai)

1.6. Méthode d'analyse de structures par éléments finis

L'analyse des structures est l'étude et la détermination de leur réponse sous l'effet d'un ensemble de sollicitations ou de charges externes. En général, la réponse d'une structure est caractérisée par l'évaluation des actions internes et/ou des déformations en tout point de celle-ci. Le 19^{ème} siècle marqué par le développement de nouveaux matériaux et de structures à formes complexes, les méthodes classiques d'analyse des structures ont commencé à présenter des limitations de calcul en fonction de la géométrie des structures ou des chargements qui y sont appliqués. De ce fait, de nouvelles méthodes d'analyse basées sur la discrétisation ont été proposées par des ingénieurs, des scientifiques et des mathématiciens, pour surmonter l'insoluble des types réalistes de problèmes continus. Ces méthodes de discrétisation ont été abordées différemment ; les mathématiciens ont développé des techniques générales applicables directement aux équations différentielles régissant le problème, telles que les approximations aux différences finies (Richardson, 1910) ou diverses procédures de résidus pondérés (Finlayson, 1972). Les ingénieurs, quant à eux, abordent le problème de manière plus intuitive en créant une analogie entre des éléments discrets réels et des portions finies d'un domaine continu et c'est ainsi que la méthode des éléments finis a vu le jour. A la fin des années 1960, le domaine des éléments finis a suscité l'intérêt de nombreux mathématiciens, qui ont montré que pour des problèmes linéaires, les solutions aux éléments finis convergent vers la bonne solution de l'équation aux dérivées partielles.

La méthode des éléments finis (MEF) est une méthode d'analyse numérique dont le principe réside dans la discrétisation du domaine géométrique en sous domaines appelés éléments finis et dans l'écriture des équations locales aux dérivées partielles. Cette discrétisation spatiale du milieu continu est appelée maillage et son objectif principal est de simplifier un système par un modèle représentant ce système et, éventuellement, son environnement (le milieu), dans l'optique de simulations de calculs ou de représentations graphiques. Pour ce faire, les éléments finis utilisés sont généralement de trois principaux types à savoir :

- Éléments de type barre, qui sont des éléments finis en une dimension (1D), particulièrement utiles dans l'analyse des structures à ossature ou en treillis bidimensionnels et tridimensionnels. Ils sont généralement représentés par un ressort ou une barre élastique soumise uniquement à des forces axiales. La barre est supposée géométriquement droite et les forces sont appliquées uniquement à ses extrémités.
- Éléments de type poutre, qui sont des éléments de flexion, capables de présenter correctement des effets de flexion transversale, contrairement aux éléments de type barre. La poutre travaille essentiellement en flexion et peut être sollicitée par un effort normal selon son axe longitudinal.
- Éléments de type plaque et coque, qui sont généralement utilisés pour modéliser des structures minces. Ce sont des éléments surfaciques, simplement développés dans le plan (plaque) ou alors développés dans l'espace tridimensionnel et présentant des courbures (coque).

Lors du maillage, les géométries des éléments utilisés sont habituellement les suivantes :

- Une droite pour des systèmes à 1D (Figure 1.44.a) ;
- Un triangle, un quadrilatère (parallélogramme, rectangle, carré) ou un polygone pour des systèmes en 2D (Figure 1.44.b) ;
- Un tétraèdre, un prisme, un hexaèdre (parallélépipède, cube) ou un polyèdre pour des systèmes en 3D (Figure 1.44.c).

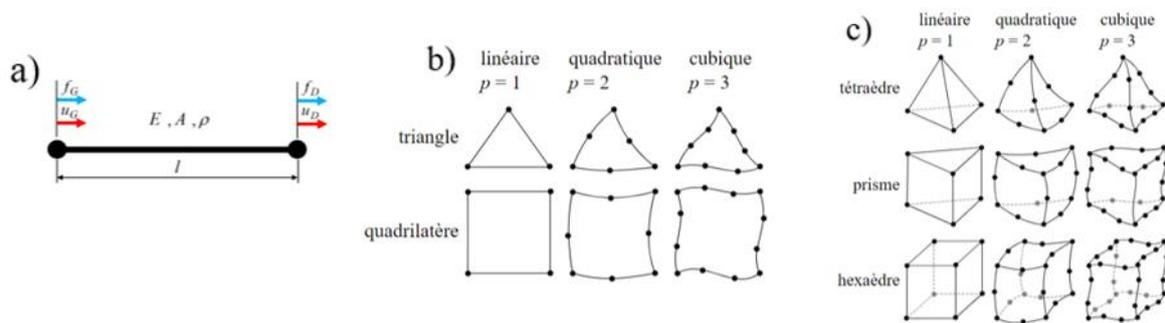


Figure 1.44. Géométries des éléments utilisés pour la discrétisation : a) en 1D, b) en 2D et c) en 3D (Eugenio, 2009)

Une méthodologie standard a été développée au fil des ans ; l'ingénieur civil, traitant des structures, calcule d'abord les relations force-déplacement pour chaque élément de la structure, puis procède à l'assemblage de l'ensemble en suivant une procédure bien définie d'établissement d'équilibre local à chaque point de connexion appelé nœud, dont les degrés de liberté constituent les inconnues du problème. Le comportement de chaque élément est décrit par un système d'équations algébriques qui correspondent aux équations d'équilibre des nœuds dans l'analyse des contraintes. Du fait du nombre élevé d'équations (centaines voire milliers), l'utilisation d'un ordinateur s'avère obligatoire.

Autrement dit, dans un élément, une quantité de champs de déplacement est interpolée à partir des valeurs existantes dans les nœuds. En connectant les éléments ensemble, cette quantité de champs devient interpolée sur l'entière de la structure, les meilleures valeurs de celle-ci étant celles qui minimisent certaines fonctions telle que l'énergie totale. Le processus de minimisation génère un système d'équations algébriques simultanées pour les différentes valeurs de la quantité de champs dans les nœuds. Ce système d'équations est décrit sous forme matricielle par la relation (1.34).

$$\{F\} = [K] \cdot \{\delta\} \quad (1.34)$$

Où :

- $\{\delta\}$ est le vecteur d'inconnues (valeurs de la quantité de champ dans les nœuds – vecteur des déplacements par exemple)
- $[K]$ est la matrice des constantes (connue – à l'exemple de la matrice de rigidité)
- $\{F\}$ est le vecteur des chargements (connu – à l'exemple de la matrice des forces nodales).

Dans l'analyse des contraintes, la MEF linéaire n'est applicable que si le comportement du matériau est élastique linéaire et que les déplacements sont faibles. Ainsi, pour la plupart des analyses des charges opérationnelles, l'analyse linéaire est adéquate car il est généralement indésirable d'avoir des charges opérationnelles qui peuvent conduire à un comportement non linéaire du matériau ou à de grands déplacements. Par contre, Pour la simulation des charges extrêmes, telles que les chocs, les explosions ou les essais de chute de composants, une analyse non linéaire est nécessaire. L'utilisation de modèles d'éléments finis permet en effet de résoudre par simulation informatique la grande majorité des problèmes mécaniques tels que la tenue statique des structures, leur comportement dynamique, les problèmes de dynamique rapide, d'élasto-plasticité, de thermoélasticité et ce, quelle que soit la nature du comportement des matériaux, qu'il soit linéaire ou non.

En outre, prédire le comportement réel des assemblages en acier a toujours été un grand défi pour les concepteurs, de sorte que la plupart de ceux-ci se sont appuyés sur des méthodes expérimentales. Mais en raison du coût et des limites géométriques de ces dernières, la méthode des éléments finis a été adoptée comme alternative, montrant une corrélation acceptable avec les tests expérimentaux. A cet effet, de nombreuses études ont été menées pour analyser le comportement d'assemblages de plaques boulonnées en combinant des calculs par éléments finis avec des expérimentations instrumentées par un nombre limité de jauges de déformation pour estimer la distribution des déformations dans les composants des joints et les résultats ont

montré des tendances similaires entre les cartes expérimentales et les simulations par éléments finis (Toussaint et al., 2015). Il est important de relever que pour réduire l'effort et le temps de simulation numérique, certaines limitations peuvent être appliquées et les résultats sont généralement présentés sous forme de visualisations informatiques telles que les tracés de contours, bien que les résultats sélectionnés soient souvent affichés sur des moniteurs. Ces informations sont ensuite utilisées dans le processus de conception technique. Actuellement, il existe un grand nombre de logiciels pour l'analyse des structures par la méthode des éléments finis à l'instar de ANSYS, ABAQUS, ADINA, SAP2000.

Conclusion

Dans ce chapitre, les concepts d'acier, de structures réticulaires, d'assemblages dans les structures métalliques, de chocs et d'analyse de structures par la méthode des éléments finis ont été abordés. Il a été noté que les structures réticulaires sont des structures légères permettant de couvrir de très grands espaces ; elles sont généralement réalisées en acier, en aluminium ou en bois et la méthode d'assemblage la plus adaptée/utilisée pour leur réalisation est le boulonnage. Sous l'effet d'une action accidentelle telle qu'un choc de véhicule sur une structure métallique, les connexions entre les éléments structuraux peuvent se voir affectées. A cet effet, une prédiction de leur comportement s'avère nécessaire pour statuer sur la stabilité de la structure après le choc. Cette prédiction est rendue possible grâce à une analyse par la méthode des éléments finis et ce, en considérant une force statique équivalente comme charge de choc (conformément à l'EN 1991-1-7). Le chapitre suivant présentera la méthodologie adoptée en vue de la conception d'une structure métallique et de l'analyse du comportement de ses assemblages de ferme lorsqu'elle est soumise à un choc accidentel de véhicule.

CHAPITRE 2. METHODOLOGIE

Introduction

Ce chapitre mettra en exergue l'ensemble des méthodes adoptées et des procédures élaborées pour atteindre les objectifs fixés dans le cadre de cette étude. Il est partitionné en différentes sections dont la première concerne une reconnaissance générale du site faite à l'aide d'une recherche documentaire et la seconde est liée à une collecte de données qui permettra la modélisation et l'analyse de la structure étudiée ; il s'agit plus précisément d'un hangar métallique. Ensuite, la norme qui a été choisie pour le dimensionnement ainsi que les procédures de dimensionnement (suivant cette norme) des différents éléments structuraux et des assemblages, seront présentées. Enfin, seront présentés les différents développements matriciels impliqués dans l'analyse par éléments finis ainsi que la procédure de modélisation numérique des assemblages de ferme dans le logiciel Abaqus/CAE, en vue de l'étude de leurs comportements ou de leurs déformations suite à un choc de véhicule subi par la structure.

2.1. Reconnaissance du site

La reconnaissance du site a été faite à partir d'une recherche documentaire, dans le but d'acquérir d'une part des informations sur les caractéristiques physiques générales dont la situation géographique, le climat, l'hydrologie et la géologie du lieu où est/sera implanté le bâtiment et d'autre part des informations sur les activités économiques de la région.

2.2. Collecte des données

Les principales données requises aux fins de cette étude sont les données architecturales et structurales du bâtiment.

2.2.1. Données architecturales

Les données architecturales recueillies auprès du bureau d'étude en charge de la conception du hangar renseignent sur la géométrie du bâtiment, sa surface et son usage spécifique.

2.2.2. Données structurales

Les données structurales recueillies renseignent sur les propriétés des sections des éléments structuraux, les caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que les charges appliquées sur la structure.

2.3. Méthode de dimensionnement des structures métalliques

Dans cette étude, le dimensionnement du hangar métallique sera réalisé à l'aide des normes européennes, plus précisément les Eurocodes (EC). La méthode de conception et de calcul des structures suivant ces normes consiste tout d'abord en une détermination des sollicitations, suivi de l'élaboration des combinaisons de charges tel que recommandé dans l'Eurocode 1. Ensuite, s'en suivra le dimensionnement des éléments structuraux et des connexions en acier conformément aux directives données dans l'Eurocode 3.

2.3.1. Détermination des charges

Différents types de charges peuvent agir sur le bâtiment. En ce qui concerne cette étude, l'accent sera mis sur les charges permanentes, celles variables et celle d'un choc de véhicule.

2.3.3.1. Charges permanentes

Elles sont référées aux charges statiques, qui agissent sur toute la durée de vie nominale de la structure avec une variation négligeable de leur intensité dans le temps. Il s'agit entre autre du poids propre des éléments structuraux (poutres, poteaux, dalles etc.) et du poids propre des éléments non structuraux (revêtement, éléments de remplissage etc.). Le poids propre des éléments structuraux est obtenu en multipliant le poids spécifique de l'acier par la section des éléments, tandis que le poids propre des éléments non structuraux est extrait de l'Eurocode 1.

2.3.3.2. Charges variables

Ce sont des actions dont les valeurs instantanées peuvent sensiblement varier dans le temps. Elles comprennent les charges imposées et les actions du vent.

a. Charges imposées

Les charges imposées sont les charges d'exploitation, c'est-à-dire celles résultant de l'occupation et de l'entretien du bâtiment (à l'exemple de l'entretien de la toiture). Elles comprennent les charges induites par l'utilisation normale de la structure par les personnes, le mobilier, les véhicules etc. Selon l'Eurocode 1, il existe différentes catégories d'usage des bâtiments (Annexe 1) en fonction desquelles les valeurs de calcul, des charges imposées, préconisées par la norme diffèrent. Ces valeurs sont présentées en annexe 2.

b. Actions du vent

Les actions exercées par le vent varient en fonction du temps. Elles s'appliquent directement sur les parois extérieures des constructions fermées et, du fait de la porosité de ces parois, elles agissent indirectement sur les parois intérieures ; cependant, elles peuvent aussi affecter directement les parements internes des constructions ouvertes. La réponse de la

structure aux pressions du vent ne dépend pas seulement de facteurs liés à la situation géographique ou à la proximité d'autres obstacles au flux d'air, mais également des caractéristiques de la structure telles que sa taille, sa forme ou encore ses propriétés dynamiques. L'effet du vent sur la structure dans son ensemble est déterminé par l'action combinée des pressions externes et internes agissant sur elle. La pression nette du vent sur un mur ou un élément est égale à la différence des valeurs algébriques des pressions qui s'exercent sur chaque paroi.

i. Vitesse de référence du vent

La norme En 1991-1-4 stipule que la vitesse de référence du vent (v_{ref}), est la vitesse moyenne sur 10 minutes à 10 m au-dessus du sol d'un terrain de catégorie II, avec une probabilité annuelle de dépassement de 0,02 (communément désignée comme période de retour moyenne de 50 ans). Cette vitesse est calculée suivant l'équation (2.1).

$$v_{ref} = c_{DIR} \cdot c_{TEM} \cdot c_{ALT} \cdot v_{ref,0} \quad (2.1)$$

Où :

$v_{ref,0}$ est la valeur de base de la vitesse de référence du vent ;

c_{DIR} est un coefficient de direction pris égal à 1,0 ;

c_{TEM} est un coefficient pour construction temporaire (saisonnier) pris égal à 1,0 ;

c_{ALT} est un coefficient d'altitude pris égal à 1,0.

ii. Pressions maximale et de référence

La pression dynamique moyenne de référence du vent (q_{ref}), doit se calculer suivant l'équation (2.2).

$$q_{ref} = (1/2) \cdot \rho \cdot v_{ref}^2 \quad (2.2)$$

Où :

v_{ref} est la vitesse de référence du vent telle que définie en (2.1) ;

ρ est la masse volumique de l'air.

La masse volumique de l'air dépend de l'altitude, de la température et de la pression probable du lieu au cours des tempêtes de vent. La valeur recommandée pour ρ est de 1,25 kg/m³.

La pression dynamique maximale $q_p(z)$ à la hauteur z , qui comprend les fluctuations de vitesse à moyen et à court terme, doit être déterminée suivant l'équation (2.3).

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_{ref} \quad (2.3)$$

Où :

$c_e(z)$ est le facteur d'exposition qui tient compte de la hauteur au-dessus terrain et de la catégorie de terrain (annexe 3) et est défini par l'équation (2.5) ;

q_{ref} est la pression dynamique de référence donnée dans l'équation (2.2) ;

$v_m(z)$ est la vitesse moyenne du vent donnée par la relation (2.4).

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_t(z) \cdot v_{ref} \quad (2.4)$$

Où :

v_{ref} est la vitesse de référence du vent ;

$c_r(z)$ est le coefficient de rugosité à une hauteur z , défini par la loi logarithmique (2.6) ;

$c_t(z)$ est le coefficient de topographie, il vaut 1,0 pour un terrain plat.

$$c_e(z) = c_r^2(z) \cdot c_t^2(z) [1 + 2gI_v(z)] \quad (2.5)$$

Où :

g est le facteur de pointe ;

$I_v(z)$ est l'intensité de la turbulence, donnée par l'équation (2.8).

$$\begin{aligned} c_r(z) &= k_T \cdot \ln(z/z_0) & \text{pour} & & z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m} \\ c_r(z) &= c_r(z_{min}) & \text{pour} & & z < z_{min} \end{aligned} \quad (2.6)$$

Où :

k_T est le coefficient de terrain dépendant de la rugosité, donné par (2.7) ;

z_0 est le paramètre de rugosité du terrain ;

z_{min} est la hauteur minimale.

$$k_T = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad (2.7)$$

Où :

$z_{0,II}$ vaut 0.5 m (catégorie de terrain II) .

Les paramètres k_T , z_0 et z_{min} dépendent de la catégorie de terrain (Annexe 4).

$$\begin{aligned} I_v &= \frac{k_1}{c_t(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{pour} & & z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m} \\ I_v(z) &= I_v(z_{min}) & \text{pour} & & z < z_{min} \end{aligned} \quad (2.8)$$

Où :

k_1 est le facteur de turbulence et sa valeur recommandée vaut 1,0.

iii. Pression du vent sur les parois

La pression du vent, w_e , qui s'exerce sur les faces extérieures d'une construction doit être calculée suivant la relation (2.9), tandis que la pression du vent w_i , qui s'exerce sur les faces intérieures de la construction doit être calculée suivant la relation (2.10).

$$w_e = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_{pe} \quad (2.9)$$

Où :

z_e est la hauteur de référence pour la pression externe ;

c_{pe} est le coefficient de pression externe ; il dépend de la dimension de la surface chargée et est pris égal à $c_{pe,10}$ pour des surfaces supérieures à 10 m².

$$w_i = q_{ref} \cdot c_e(z_i) \cdot c_{pi} \quad (2.10)$$

Où :

c_{pi} est le coefficient de pression interne

z_i est la hauteur de référence pour la pression interne.

Lorsque la pression est dirigée vers la paroi, elle est considérée comme positive, tandis que lorsqu'elle s'éloigne de la paroi, elle est considérée comme négative et là on parle de succion. Des exemples sont donnés dans la figure 2.1. Il y a lieu de considérer comme simultanées les valeurs de w_e et w_i correspondant à une même direction de vent.

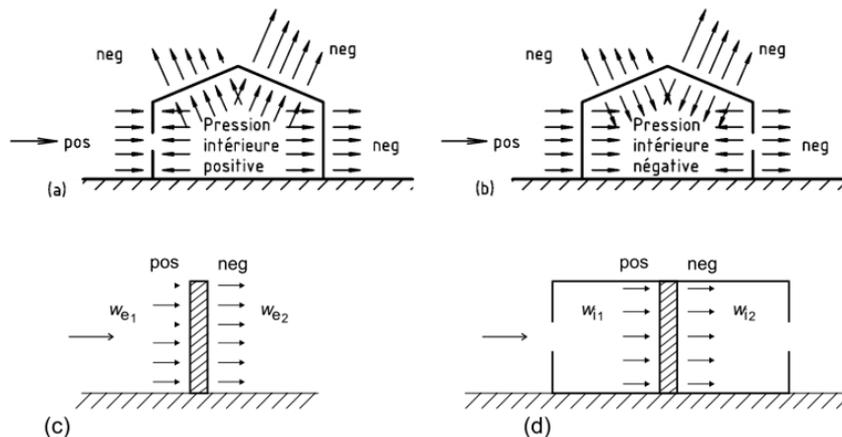


Figure 2.1. Pressions du vent, exercées sur des parois (EN 1991-1-4)

2.3.3.3. Charge d'un choc de véhicule

Tout comme l'Eurocode, la plupart des réglementations évaluent les conséquences d'un choc par une charge statique équivalente, qui provoque les mêmes effets. Celles-ci suggèrent une valeur de la charge statique équivalente ou alors indiquent un calcul simplifié pour la détermination de la charge dynamique. Selon la norme EN 1991-1-7, pour l'impact de véhicules sur les structures (choc dur), la valeur indicative de calcul de la force statique équivalente peut être prise dans le tableau 2.1 ou alors la force d'interaction dynamique peut être calculée, sur la base d'hypothèses bien définies et à l'aide des valeurs de calcul suivant l'équation (2.11).

$$F = v_r \sqrt{k m} \quad (2.11)$$

Où :

- v_r est la vitesse de l'objet au moment du choc ;
- k est la rigidité élastique équivalente de l'objet ($k = EA/L$) ;
- m est la masse de l'objet impactant ($m = \rho AL$) ;
- L est la longueur de l'objet impactant ;
- A est l'aire de la section transversale ;
- E est le module d'élasticité ;
- ρ est la masse volumique de l'objet impactant.

Tableau 2.1. Valeurs de calcul indicatives des forces statiques équivalentes à l'impact d'un véhicule sur des éléments soutenant des structures situées au-dessus ou à proximité de chaussées (EN 1991-1-7).

Catégorie de trafic	Force F_{dx} ^{a)} [kN]	Force F_{dy} ^{a)} [kN]
Autoroutes et routes régionales, nationales et principales	1 000	500
Routes régionales en zone rurale	750	375
Routes en zone urbaine	500	250
Cours d'immeubles et garages parkings avec accès pour :		
— les voitures	50	25
— les camions ^{b)}	150	75
<i>a) x = dans la direction de la circulation ; y = perpendiculairement à la direction de la circulation.</i> <i>b) Le terme «camion» se rapporte aux véhicules dont la masse brute maximale est supérieure à 3,5 tonnes.</i>		

Suivant un calcul probabiliste, la rigidité du véhicule (k) pourra être prise égale à 300kN/m. Il est recommandé de ne pas prendre en compte de façon simultanée les deux forces F_{dx} et F_{dy} . Pour le choc contre les structures portantes, il convient de spécifier la surface d'application de la force F .

La norme EN 1991-1-7 stipule que pour les chocs de voitures légères sur des éléments verticaux, il convient que la force F résultant de la collision contre la structure soit appliquée à 0,5 m au-dessus du niveau de la surface de roulement (Figure 2.2). La surface d'application recommandée est de 0,25 m (en hauteur) par 1,50 m (en largeur) ou la largeur de l'élément si elle est inférieure.

Pour les chocs produits par des camions ou des poids lourds sur des éléments verticaux, il convient que la force F résultant de la collision contre la structure soit appliquée à n'importe quelle hauteur entre 0,5 m et 1,5 m au-dessus du niveau de la chaussée. La surface d'application de la force est de 0,5 m (hauteur) par 1,50 m (largeur) ou par la largeur de l'élément si elle est inférieure.

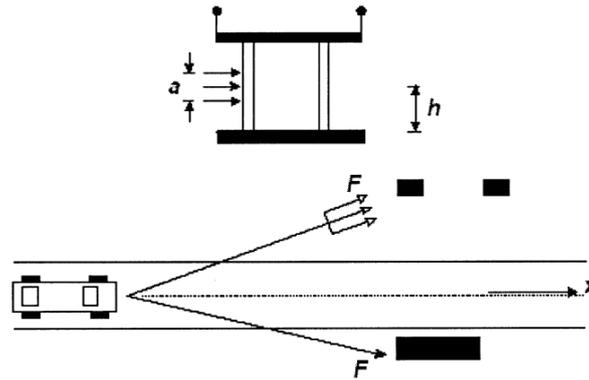


Figure 2.2. Force d'impact contre les ponts et les structures portantes de bâtiments situés à proximité de voies de circulation (EN 1991-1-7)

Où :

- a est la hauteur de la surface recommandée pour l'application de la force. Elle va de 0,25 m (voitures légères) à 0,50 m (camions) ;
- h est la position de la force d'impact résultante F, c'est-à-dire la hauteur au-dessus du niveau de la chaussée. Elle va de 0,50 m (voitures légères) à 1,50 m (camions) ;
- x est l'axe de la voie.

2.3.2. Combinaison de charges

Une combinaison de charge correspond à un ensemble de valeurs de calcul permettant de vérifier la fiabilité structurale pour un état-limite sous l'effet simultané de différentes actions. Les cas de charge statique et de choc sont discutés dans cette section.

2.3.2.1. Cas des charges statiques

Les actions agissent généralement en même temps sur les structures, pour en tenir compte, une combinaison de charge est faite pour les états limites ultimes (ELU) et états limites de service (ELS) avec des coefficients de sécurité spécifiques recommandés par la norme. Pour l'ELU, la formulation fondamentale est donnée par la relation (2.12).

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{ki} \quad (2.12)$$

Pour les ELS, les combinaisons de charges comprennent les combinaisons caractéristiques (rares), les combinaisons fréquentes et quasi permanentes. Ces combinaisons sont représentées respectivement par les relations (2.13), (2.14) et (2.15).

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \Psi_{1,1} Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2i} Q_{ki} \quad (2.13)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} \text{ "+" } P_k \text{ "+" } Q_{k1} \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \Psi_{0i} Q_{ki} \quad (2.14)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} \text{ "+" } P_k \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \Psi_{2i} Q_{ki} \quad (2.15)$$

- Où :
- “+” signifie « doit être combiné à » ;
 - \sum signifie « l'effet combiné de » ;
 - G_{kj} valeurs caractéristiques des actions permanentes ;
 - P_k valeur caractéristique d'une action de précontrainte ;
 - Q_{k1} valeur caractéristique de l'action variable dominante 1 ;
 - Q_{ki} valeur caractéristique des autres actions variables ;
 - γ est le facteur de sécurité pour les charges permanentes et variables , dont les valeurs sont données dans l'annexe 5 ;
 - Ψ_0, Ψ_1 et Ψ_2 coefficients de combinaison dont les valeurs sont données en annexe 6.

2.3.2.2. Cas de la charge accidentelle (choc de véhicule)

Les combinaisons de charges à appliquer pour un bâtiment conçu pour une charge accidentelle, telles que la charge du choc, sont incluses dans l'Eurocode EN-1990. Selon les dispositions de cette norme, pour les situations de projet accidentelles, la survenance d'événements exceptionnels et correspondant à des actions accidentelles, doit être considérée en combinaison avec des charges permanentes et variables. Ainsi, la combinaison doit inclure les valeurs de calcul des actions permanentes avec valeur fréquente de l'action variable dominante, les valeurs quasi-permanentes des autres actions variables et s'il y a lieu la valeur de calcul (A_d) de l'action accidentelle. Les charges sismiques et celles du vent peuvent être négligées car leur présence simultanée avec la charge accidentelle est hautement improbable. La Combinaison pour les situations de projet accidentelles est présentée dans l'équation (2.16).

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GAj} G_{kj} \text{ "+" } \gamma_{PA} P_k \text{ "+" } A_d \text{ "+" } \Psi_{11} Q_{k1} \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \Psi_{2i} Q_{ki} \quad (2.16)$$

- Où :
- A_d est la valeur de calcul de la charge accidentelle (dans ce cas, la charge du choc) ;
 - γ_{GA} est coefficient partiel pour les actions accidentelles (annexe 6).

2.3.3. Dimensionnement des éléments structuraux

Les éléments structuraux sont dimensionnés en fonction des états limites correspondants de manière à soutenir toutes les actions agissant sur la structure pendant sa durée de vie prévue. Avant toute conception, les sections doivent être classées en fonction de leur capacité à atteindre de grandes rotations pour permettre la redistribution du moment dans l'analyse globale du modèle. A cet effet, la classification proposée par la norme EN 1993-1-1 a été utilisée.

2.3.3.1. Classification des sections

Quatre classes de sections transversales sont définies dans la norme, dont :

- Classe 1, pour les sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise de l'analyse plastique sans réduction de la résistance.
- Classe 2, pour les sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée en raison du flambage local.
- Classe 3, pour les sections transversales dont la contrainte dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier (en supposant une distribution élastique des contraintes) peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.
- Classe 4, pour les sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

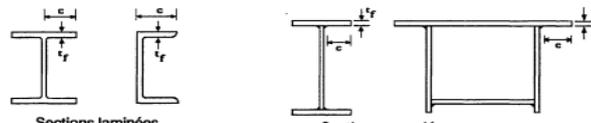
Il est important de relever que les différentes parois comprimées (âme ou semelle) d'une section transversale peuvent, en général, être de classes différentes ; dans ce cas, la classe de la section correspond à la classe la plus haute (la plus défavorable) de ses parois comprimées. Les sections vont être classifiées selon les tableaux 2.2, 2.3 et 2.4.

Tableau 2.2. Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois internes comprimées

(a) Âmes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)				(b) parois internes de semelles : (parois internes parallèles à l'axe de flexion)			
Classe	Âme fléchie	Âme comprimée	Âme en flexion composée	Classe	Type	Section fléchie	Section comprimée
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	1	Sections creuses laminées Autres	$(b - 3t_f)/t_f \leq 33 \epsilon$ $b/t_f \leq 33 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	2	Sections creuses laminées Autres	$(b - 3t_f)/t_f \leq 38 \epsilon$ $b/t_f \leq 38 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{1 - \psi}$	3	Sections creuses laminées Autres	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$				$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$			
f_y (N/mm ²) : 235, 275, 355 ϵ : 1, 0,92, 0,81				f_y (N/mm ²) : 235, 275, 355 ϵ : 1, 0,92, 0,81			

Tableau 2.3. Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées (semelles en console)

(c) Parois de semelles en console :

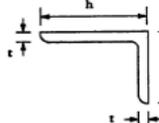


Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées	$c/t_f \leq 10 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 9 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{9 \epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{9 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
2	laminées	$c/t_f \leq 11 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{11 \epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 10 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées	$c/t_f \leq 15 \epsilon$	$c/t_f \leq 23 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$		
	soudées	$c/t_f \leq 14 \epsilon$	$c/t_f \leq 21 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$		
		f_y (N/mm ²)	235	275	355
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$		ϵ	1	0,92	0,81

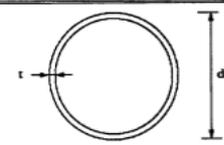
Tableau 2.4. Rapports largeur-épaisseur maximaux pour membres en flexion et/ou compression

(d) Cornières

Se référer aussi à (c) "Parois de semelles en console" (voir feuille 3)



(Ne s'applique pas aux cornières en contact continu avec d'autres composants)

Classe	Section comprimée		
Distribution de contraintes dans la section (compression positive)			
3	$\frac{h}{t} \leq 15 \epsilon$ et $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5 \epsilon$		
(e) Sections tubulaires			
			
Classe	Section fléchie et/ou comprimée		
1	$d/t \leq 50 \epsilon^2$		
2	$d/t \leq 70 \epsilon^2$		
3	$d/t \leq 90 \epsilon^2$		
f_y (N/mm ²)			
ϵ			
ϵ^2			
	235	275	355
	1	0,92	0,81
	1	0,85	0,66

2.3.3.2. Eléments soumis à une traction

Ces éléments (poutres, contreventements) sont généralement réalisés avec des profils commerciaux (HE, U, L), des sections circulaires ou rectangulaires. Dans les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul, N_{Ed} , de l'effort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition (2.17).

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.17)$$

Où $N_{t,Rd}$ est la résistance de calcul de la section à la traction.

Pour les sections possédant des trous, cette résistance est prise égale à la plus petite des valeurs $N_{pl,Rd}$ et $N_{u,Rd}$, données par les équations (2.18) et (2.19).

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.18)$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (2.19)$$

Où :

- $N_{pl,Rd}$ est la résistance plastique de calcul de la section brute ;
- f_y est la limite d'élasticité de l'acier (Annexe 9) ;
- A est l'aire de la section brute ;
- γ_{M0} est le coefficient partiel de résistance des sections quelle que soit la classe ; il vaut 1,00 ;
- $N_{u,Rd}$ est la résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations ;
- A_{net} est l'aire de section transversale nette ;
- f_u est la résistance ultime de l'acier ;
- γ_{M2} est le coefficient partiel de résistance des sections en traction à la rupture ; il vaut 1,25.

L'aire nette d'un élément ou d'une paroi de section doit être prise égale à son aire brute diminuée des aires des trous et autres ouvertures (Figure 2.3). Lorsque les trous sont en quinconce, l'aire nette à considérer doit être le minimum des valeurs obtenues à partir des relations (2.20) et (2.21).

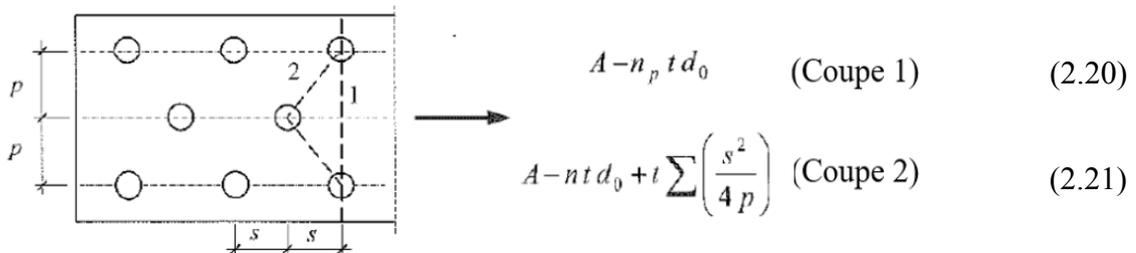


Figure 2.3. Définition de l'aire nette de la section transversale (EN 1993-1-1)

Où :

- s est le pas en quinconce, l'espacement des centres de deux trous consécutifs de la chaîne, mesuré parallèle à l'axe de la barre ;
- p est l'espacement des centres de ces deux mêmes trous, mesuré perpendiculairement à l'axe de l'élément ;
- t est l'épaisseur ;
- n est le nombre de trous s'étendant dans n'importe quelle ligne diagonale ou en zigzag progressivement à travers l'élément ou une partie de l'élément ;
- n_p est le nombre de trous non décalés dans toute section transversale perpendiculaire à l'axe de l'élément ;
- d_0 est le diamètre du trou.

2.3.3.3. Eléments soumis à une compression

Étant donné que les éléments en acier sont minces, la compression est principalement associée au flambement, le contrôle de résistance doit donc prendre en compte cet effet.

c. Compression pure

Pour les éléments soumis à une compression axiale, la valeur de calcul, N_{Ed} , de l'effort de compression à chaque section transversale doit satisfaire à l'inéquation (2.22).

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.22)$$

Où :

$N_{c,Rd}$ est la résistance de calcul à la compression de la section transversale, déterminée suivant la relation (2.23).

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Pour les sections transversales de classes 1, 2 et 3} \\ N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{Pour les sections transversales de classe 4} \end{array} \right. \quad (2.23)$$

Où :

A_{eff} est l'aire efficace de la section ;

γ_{M1} est le coefficient partiel pour la résistance des barres à l'instabilité évaluée par des vérifications de barres ; il vaut 1,00.

d. Résistance au flambement

La résistance au flambement d'un élément comprimé doit être vérifiée suivant la relation (2.24).

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.24)$$

Où :

N_{Ed} est la valeur de calcul de l'effort de compression ;

$N_{b,Rd}$ est la résistance de calcul au flambement de l'élément comprimé, dont la valeur est obtenue suivant les équations (2.25) et (2.26).

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{Pour les sections transversales de classes 1, 2 et 3} \quad (2.25)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{Pour les sections transversales de classe 4} \quad (2.26)$$

Où :

χ est le coefficient de réduction pour le mode de flambement à considérer. Pour les éléments à section transversale constante, sollicités en compression axiale constante, la valeur de χ pour l'élanement réduit $\bar{\lambda}$, peut être directement prise dans le tableau 2.7, ou alors obtenue à partir de la courbe de flambement (annexe 7), suivant l'équation (2.27).

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{mais } \chi \leq 1,0 \quad (2.27)$$

Où :

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

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad \text{Pour les sections transversales de classes 1, 2 et 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \quad \text{Pour les sections transversales de classe 4}$$

α est un facteur d'imperfection ;

N_{cr} est l'effort critique élastique pour le mode de flambement approprié basé sur les propriétés de la section brute.

Il convient d'obtenir le facteur d'imperfection α correspondant à la courbe de flambement appropriée à partir des Tableaux 2.5 et 2.6. Il est intéressant de noter que pour un élanement $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ou pour $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$, les effets de flambement peuvent être ignorés et seules les vérifications des sections s'appliquent.

Tableau 2.5. Facteurs d'imperfection

Courbe de flambement	a_0	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Tableau 2.6. Choix d'une courbe de flambement pour une section transversale

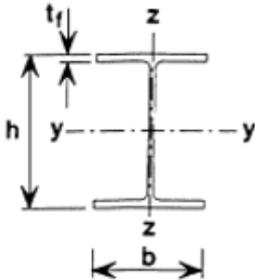
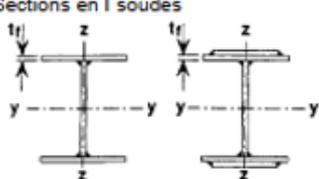
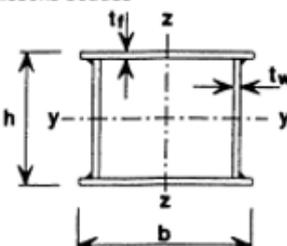
Section transversale	Limites	Axe de Flambement	S460	S 235 S 275 S 355 S 420
Sections en I laminés 	$h/b > 1,2$: $t_f \leq 40$ mm $40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	y - y z - z y - y z - z	a_0 a_0 a a	a a b
	$h/b \leq 1,2$: $t_f \leq 100$ mm $t_f > 100$ mm	y - y z - z y - y z - z	a a c c	b b d d
Sections en I soudés 	$t_f \leq 40$ mm $t_f > 40$ mm	y - y z - z y - y z - z	b c c d	b c c d
Sections creuses 	finis à chaud	quel qu'il soit	a	a
	formés à froid - avec $f_{yb}^{1)}$	quel qu'il soit	b	b
	formés à froid - avec $f_{yd}^{1)}$	quel qu'il soit	c	c
Caissons soudés 	en général (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b	b
	Soudures épaisses et : $b/t_f < 30$ $h/t_{w'} < 30$	y - y z - z	c c	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c	c

Tableau 2.7. Coefficients de réduction

$\bar{\lambda}$	χ pour courbe de flambement :				
	a_0	a	b	c	d
0.2	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.3	0.9859	0.9775	0.9641	0.9491	0.9235
0.4	0.9701	0.9528	0.9261	0.8973	0.8504
0.5	0.9513	0.9243	0.8842	0.8430	0.7793
0.6	0.9276	0.8900	0.8371	0.7854	0.7100
0.7	0.8961	0.8477	0.7837	0.7247	0.6431
0.8	0.8533	0.7957	0.7245	0.6622	0.5797
0.9	0.7961	0.7339	0.6612	0.5998	0.5208
1.0	0.7253	0.6656	0.5970	0.5399	0.4671
1.1	0.6482	0.5960	0.5352	0.4842	0.4189
1.2	0.5732	0.5300	0.4781	0.4338	0.3762
1.3	0.5053	0.4703	0.4269	0.3888	0.3385
1.4	0.4461	0.4179	0.3817	0.3492	0.3055
1.5	0.3953	0.3724	0.3422	0.3145	0.2766
1.6	0.3520	0.3332	0.3079	0.2842	0.2512
1.7	0.3150	0.2994	0.2781	0.2577	0.2289
1.8	0.2833	0.2702	0.2521	0.2345	0.2093
1.9	0.2559	0.2449	0.2294	0.2141	0.1920
2.0	0.2323	0.2229	0.2095	0.1962	0.1766
2.1	0.2117	0.2036	0.1920	0.1803	0.1630
2.2	0.1937	0.1867	0.1765	0.1662	0.1508
2.3	0.1779	0.1717	0.1628	0.1537	0.1399
2.4	0.1639	0.1585	0.1506	0.1425	0.1302
2.5	0.1515	0.1467	0.1397	0.1325	0.1214
2.6	0.1404	0.1362	0.1299	0.1234	0.1134
2.7	0.1305	0.1267	0.1211	0.1153	0.1062
2.8	0.1216	0.1182	0.1132	0.1079	0.0997
2.9	0.1136	0.1105	0.1060	0.1012	0.0937
3.0	0.1063	0.1036	0.0994	0.0951	0.0882

L'élancement réduit $\bar{\lambda}$ est calculé suivant les équations (2.28) et (2.29).

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_0}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{Pour les sections transversales de classes 1, 2 et 3} \quad (2.28)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_0}{i} \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{Pour les sections transversales de classe 4} \quad (2.29)$$

Où :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

- L_0 est la longueur de flambement pour le flambement par flexion selon l'axe approprié;
 i est le rayon de giration autour de l'axe approprié, déterminé à l'aide des propriétés de la section transversale brute.
 N_{cr} est la valeur de calcul de l'effort critique élastique pour le mode de flambement approprié basé sur les propriétés brutes de la section transversale et est donnée par l'équation (2.30)

$$N_{cr} = \min\left(\frac{\pi^2 EJ_y}{L_{0,y}^2}, \frac{\pi^2 EJ_z}{L_{0,z}^2}\right) \quad (2.30)$$

2.3.3.4. Eléments soumis à un moment fléchissant

Les principales vérifications ici portent sur l'état limite de service pour la déflexion et l'état limite ultime pour la résistance de la section.

e. Vérifications à l'ELS

Les structures et les composants en acier doivent être conçus pour des flèches dans les limites convenues (entre le client, le concepteur et l'autorité compétente) comme étant appropriées à l'utilisation et à l'occupation prévues du bâtiment. La flèche peut être calculée avec les propriétés élastiques de la section. Les limites habituelles de déflexion varient suivant les relations (2.31) pour les poutres et (2.32) pour les poteaux.

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_{\max} \leq L/200 \text{ avec } \delta_{\max} = 5qL^4 / 384.E.J \\ \delta_2 \leq L/250 \end{array} \right. \quad (2.31)$$

$$\delta \leq H/150 \quad (2.32)$$

Où :

- L est la portée de la poutre
- H est la hauteur du poteau
- δ_{\max} la déflexion maximale
- δ_2 la déflexion uniquement sous charges variables.

f. Vérifications à l'ULS

En l'absence d'effort tranchant, la valeur de calcul M_{Ed} du moment fléchissant dans chaque section transversale des éléments (poutres, poteaux), doit satisfaire à la relation (2.33).

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.33)$$

Où :

- $M_{c,Rd}$ est le moment de résistance ; il est déterminé pour les sections transversales sans trous de fixation suivant les équations (2.34), (2.35) et (2.36).

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Sections transversales de classe 1 ou 2} \quad (2.34)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Sections transversales de classe 3} \quad (2.35)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Sections transversales de classe 4} \quad (2.36)$$

Où :

W_{pl} est le module de flexion plastique ;

$W_{el,min}$ est le module de flexion élastique ;

$W_{eff,min}$ est le module élastique de la section efficace.

g. Résistance au déversement

Un élément non maintenu latéralement et soumis à une flexion dans l'axe principale doit être vérifié par rapport au déversement suivant la relation (2.37).

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.37)$$

Où :

M_{Ed} est la valeur de calcul du moment sollicitant ;

$M_{b,Rd}$ est la valeur de calcul du moment résistant au déversement.

Il est important de relever que les poutres avec un maintien suffisant sur la semelle comprimée ne sont pas sensibles au déversement ou flambement par torsion latérale. De plus, les poutres avec certains types de sections, telles que les profilés creux carrés ou circulaires, les tubes circulaires fabriqués ou les sections carrées, ne sont pas sensibles au déversement. Il convient de calculer le moment résistant au déversement d'une poutre ou d'un élément fléchi non maintenu latéralement suivant l'équation (2.38).

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (2.38)$$

Où :

χ_{LT} est le facteur de réduction pour le déversement ;

W_y est le module de section approprié tel que :

$W_y = W_{pl,y}$ pour les sections de classe 1 ou 2 ;

$W_y = W_{el,y}$ pour les sections de classe 3 ;

$W_y = W_{eff,y}$ pour les sections de Classe 4.

Pour les éléments fléchissant de section constante, la valeur de χ_{LT} pour l'élançement adimensionnel approprié $\bar{\lambda}$, doit être déterminée à partir de la relation (2.39).

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{mais} \quad \chi_{LT} \leq 1,0 \quad (2.39)$$

Où :

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = [\lambda_{LT} / \lambda_1] (\beta_w)^{0,5} ; \quad \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \varepsilon ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

α_{LT} est un facteur d'imperfection ;

M_{cr} est le moment critique élastique pour le flambement par torsion latérale.

c_1 est un facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement (Tableau 2.9) ;

$\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1 ou 2 ;

$\beta_w = W_{el,y} / W_{pl,y}$ pour les sections de classe 3 ;

$\beta_w = W_{eff,y} / W_{pl,y}$ pour les sections de classe 4.

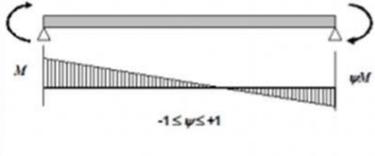
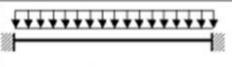
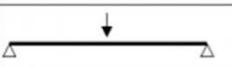
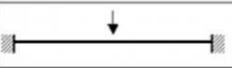
$$\lambda_{LT} = \frac{0,9 L / i_z}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L / i_z}{h / t_f} \right]^2 \right]^{0,25}} \quad \text{Pour les profils laminés en I ou H.}$$

Lorsque $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$, il n'est pas nécessaire de tenir compte du déversement. Les courbes de flambement à adopter dépendent de la géométrie de la section transversale de l'élément et sont indiquées dans le tableau 2.8. Pour les facteurs d'imperfection α_{LT} associés aux différentes courbes les valeurs données pour α à la section 2.6.3.2 doivent être adoptées.

Tableau 2.8. Valeurs recommandées pour les courbes de flambement par torsion latérale pour les sections utilisant l'équation (2.39).

Sections transversales	Limites	Courbes de flambement
Sections en I laminés	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Sections en I soudés	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Autres sections	-	d

Tableau 2.9. Valeurs de c_1 (BS EN 1993-1-1)

End Moment Loading	ψ	$\frac{1}{\sqrt{c_1}}$	c_1
	+1.00	1.00	1.00
	+0.75	0.92	1.17
	+0.50	0.86	1.36
	+0.25	0.80	1.56
	0.00	0.75	1.77
	-0.25	0.71	2.00
	-0.50	0.67	2.24
	-0.75	0.63	2.49
	-1.00	0.60	2.76
Intermediate Transverse Loading			
		0.94	1.13
		0.62	2.60
		0.86	1.35
		0.77	1.69

2.3.3.5. Eléments soumis à un effort tranchant

La valeur de calcul V_{Ed} , de l'effort tranchant dans chaque section transversale doit satisfaire à la relation (2.40).

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.40)$$

Où $V_{c,Rd}$ est la valeur de calcul de la résistance au cisaillement.

Pour la conception plastique (comme c'est le cas ici), $V_{c,Rd}$ est égale à la résistance de calcul au cisaillement plastique $V_{pl,Rd}$ comme indiqué en (2.41).

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (2.41)$$

Où A_v est l'aire de cisaillement.

Cette aire correspond à la partie grise en surbrillance sur la Figure 2.4 ; elle peut être calculée, en fonction du type de profilés, suivant les relations présentées en annexe 8.

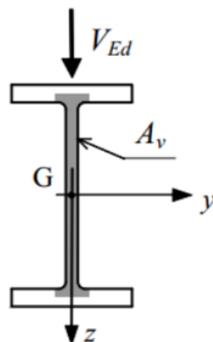


Figure 2.4. Aire de résistance au cisaillement (A_v) d'une poutre en I

Dans les poutres hautes, la stabilité au voilement par cisaillement pour les âmes sans raidisseurs intermédiaires, doit être vérifiée conformément à la section 5 de l'EN 1993-1-5, lorsque la relation (2.42) est vraie.

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (2.42)$$

Où :

- h_w est la hauteur de l'âme;
- t_w est l'épaisseur de l'âme;
- η est pris égal à 1,00.

2.3.3.6. Interaction moment fléchissant et effort tranchant

Le moment théorique de résistance plastique d'une section transversale est réduit par la présence du cisaillement. Lorsque l'effort tranchant est inférieur à la moitié de la résistance plastique au cisaillement ($V_{Ed} < 0,5.V_{pl,Rd}$), son effet sur la résistance au moment peut être négligé. Toutefois, dans le cas contraire, c'est-à-dire $V_{Ed} > 0,5.V_{pl,Rd}$, il convient de prendre le moment résistant réduit comme la résistance de calcul de la section, calculé en utilisant une limite d'élasticité réduite donnée par l'équation (2.43).

$$(1 - \rho) f_y \quad (2.43)$$

Où :

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

$V_{pl,Rd}$ est obtenu à partir de (2.41).

2.3.3.7. Interaction moment fléchissant et effort axial

Lorsqu'une section transversale est soumise à un moment fléchissant et à un effort normal ($N + M_y$, $N + M_z$ ou même $N + M_y + M_z$), la résistance au moment fléchissant doit être réduite à l'aide de formules d'interaction. Pour les sections transversales de classes 1 et 2, il convient de satisfaire au critère (2.42).

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad (2.42)$$

Où :

$M_{N,Rd}$ est le moment résistant plastique de calcul réduit en raison de l'effort normal N_{Ed}

Pour une section solide rectangulaire sans trous de fixation, $M_{N,Rd}$ doit être pris égal à la valeur obtenue suivant la relation (2.43).

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[1 - \left(N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right] \quad (2.43)$$

Pour les sections en I et en H à double symétrie, il n'est pas nécessaire de tenir compte de l'effet de la force axiale sur le moment de résistance plastique autour de l'axe z-z lorsque la relation (2.44) est satisfaite.

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.44)$$

Pour les sections en I et en H à double symétrie ou autres sections de brides, il n'est pas nécessaire de tenir compte de l'effet de la force axiale sur le moment de résistance plastique autour de l'axe y-y lorsque les deux critères de la relation (2.45) sont satisfaits.

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \\ N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \end{array} \right. \quad (2.45)$$

Les éléments de poteau doivent également être contrôlés pour le flambement puisqu'ils sont soumis à une force de compression. La stabilité des poteaux est vérifiée par l'équation (2.46).

$$\frac{N_{Ed} \gamma_{M1}}{\chi_{min} A f_y} + \frac{M_{eq,Ed} \gamma_{M1}}{W_{pl} f_y \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}\right)} \leq 1 \quad (2.46)$$

Où :

$$M_{eq,Ed} = 0.75 M_{max} ;$$

χ_{min} est le coefficient de réduction pour le mode de flambement à considérer;

N_{cr} est l'effort critique élastique pour le mode de flambement concerné.

2.3.3.8. Calcul des fondations

Les semelles isolées sont le type de fondation utilisé dans cette étude. Celles-ci sont en béton armé et donc seront dimensionnées suivant l'Eurocode 2. Selon cette norme, la pression exercée par la semelle sur le sol (σ), provenant des efforts qu'elle reçoit du poteau (ajoutée à son poids propre) et qu'elle se doit de transmettre au sol, est calculée à l'aide de l'équation (2.47). Il faut vérifier que cette pression soit inférieure à la contrainte admissible du sol en satisfaisant à la relation (2.48).

$$\sigma = \frac{N_{Ed} + \gamma \cdot A \cdot B \cdot H}{A \cdot B} + \frac{6M}{A \cdot B^2} \quad (2.47)$$

$$\sigma \leq \sigma_{adm} \quad (2.48)$$

Où :

- N_{Ed} est l'effort axial sollicitant au niveau de la liaison pied de poteau ;
 M est le moment sollicitant au niveau de la liaison pied de poteau ;
 A et B sont les dimensions de la section de la semelle en béton ;
 H est la hauteur de la semelle en béton ;
 γ est le poids volumique du béton.

La valeur de calcul de la résistance de la semelle à la flexion est donnée par l'équation (2.49) et pour s'assurer que celle-ci est vérifiée, la relation (2.50) doit être satisfaite.

$$M_{Rd} = 0,8f_{cd}Bx (d - 0,4x) \quad (2.49)$$

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (2.50)$$

Où :

- f_{cd} est la résistance de calcul à la compression du béton sur cylindre ($f_{cd} = 0,85f_{ck} / 1,5$);
 x est la hauteur de l'axe neutre ($x = A_s \cdot f_{yd} / 0,8 \cdot f_{cd} \cdot B$);
 A_s est la section des armatures longitudinales ($A_s \geq M_{Ed} / f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d$ et $A_s \geq A_{s,min} = \frac{0,15bd}{100}$);
 f_{yd} est la limite élastique de calcul des armatures ($f_{yd} = f_{yk} / 1,15$) ;
 d est la hauteur utile de la section ($d = H - c_c$).

2.3.4. Dimensionnement des assemblages

Tous les assemblages doivent être conçus et calculés pour que la structure garde son efficacité et soit à même de satisfaire toutes les exigences fondamentales liées aux états limites. Dans ce cas d'étude, le boulonnage est la méthode d'assemblage qui prime et la procédure de calculs donnée par l'EC3, pour la conception et la vérification de ce type de connexion, fera l'objet de cette section.

2.3.4.1. Assemblage dans les fermes et contreventements

Dans l'analyse, les éléments d'une ferme ou d'un contreventement, sont supposés articulés. L'assemblage à ce niveau doit donc être conçu et dimensionné de sorte qu'il ne puisse développer de moments significatifs susceptibles d'exercer une influence défavorable sur les éléments, tout en étant capable de transmettre les sollicitations en acceptant les rotations qui en résultent.

h. Résistance des boulons au cisaillement

A l'ELU, l'effort de cisaillement ($F_{v,Ed}$), appliqué à un boulon ne doit pas dépasser la plus petite des valeurs entre la résistance de calcul au cisaillement des boulons ($F_{v,Rd}$) et la résistance de calcul à la pression diamétrale de la plaque ($F_{b,Rd}$). Les valeurs de calcul $F_{v,Rd}$ et $F_{b,Rd}$, pour un seul boulon, sont obtenues suivant les relations (2.51) et (2.52).

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{v,Rd} = 0.6 f_{ub} \frac{A_b}{\gamma_{M2}} \quad \text{Pour les classes 4.6, 5.6, 6.6 et 8.8} \\ F_{v,Rd} = 0.5 f_{ub} \frac{A_b}{\gamma_{M2}} \quad \text{Pour les classes 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9} \end{array} \right. \quad (2.51)$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} \quad (2.52)$$

Où :

- A_b est l'aire de la section résistante au cisaillement du boulon ;
- f_{ub} est la résistance ultime à la traction du boulon (Annexe 10) ;
- γ_{M2} est un facteur de sécurité dont la valeur est recommandée à 1,25.
- d est le diamètre des boulons ;
- d_0 est le diamètre des trous de boulons sur la plaque ;
- t est l'épaisseur minimale ;
- f_u est la résistance ultime à la traction de la plaque ;
- α_b est la plus petite des valeurs suivantes : $\frac{e_1}{3d_0}$; $\frac{p_1}{3d_0} - 1/4$; $\frac{f_{ub}}{f_u}$ ou 1 ;
- k_1 est la plus petite des valeurs suivantes : $\frac{2,8 \cdot e_2}{d_0} - 1,7$; $\frac{1,4 \cdot p_2}{d_0} - 1,7$ ou 2,5.

e_1 , e_2 , p_1 , p_2 sont des distances indiquant, suivant les dispositions constructives, les positions des trous sur la plaque, tel qu'illustré à la Figure 2.5. Les valeurs limites de ces distances sont données dans l'annexe 12.

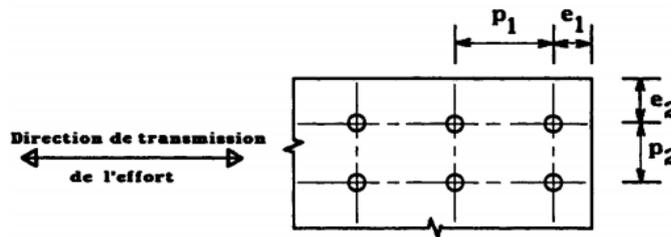


Figure 2.5. Notations pour l'espacement des éléments d'attache (EN 1993-1-1)

L'EC3 prescrit 1 mm de tolérance, entre le diamètre du trou et celui du boulon, pour les boulons dont le diamètre varie de 12 mm à 14 mm, 2 mm de tolérance pour les boulons de diamètre variant entre 16 et 24 mm et 3 mm de tolérance pour les diamètres supérieurs à 27 mm.

Lorsqu'il existe une excentricité entre l'axe de l'élément structural et l'axe des boulons, l'effort sollicitant de cisaillement qui arrive au niveau des boulons est calculé suivant l'équation (2.53).

$$F_{b,Ed} = \left[\left(\frac{N_{Ed}}{n_b} \right)^2 + \left(\frac{M_{Ed}}{(n_b - 1) \cdot p_1} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (2.53)$$

Où :

- n_b est le nombre de boulons ;
- N_{Ed} est l'effort axial sollicitant ;
- M_{Ed} est le moment dû à la présence d'une excentricité "e" ($M_{Ed} = N_{Ed} \cdot e$).

Une fois $F_{b,Ed}$ calculé, la relation (2.54) doit être vérifiée, avec $F_{b,Rd}$ donnée à (2.52).

$$F_{b,Ed} \leq F_{b,Rd} \quad (2.54)$$

i. Résistance à la traction

L'effort de traction ($F_{t,Ed}$), doit être inférieur à la résistance de calcul en traction, $B_{t,Rd}$, de l'ensemble plaque – boulon. La valeur de $B_{t,Rd}$ doit être prise égale à la plus petite des valeurs entre la résistance de calcul à la traction ($F_{t,Rd}$) des boulons et la résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement ($B_{p,Rd}$) de la tête du boulon. Ces valeurs sont obtenues suivant les équations (2.55) et (2.56).

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} \quad \text{Défaillance du boulon} \quad (2.55)$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{Mb}} \quad \text{Défaillance de la plaque} \quad (2.56)$$

Où :

- t_p est l'épaisseur de la plaque ;
- d_m est le diamètre moyen de la tête du boulon ou de l'écrou ;
- γ_{Mb} est le coefficient partiel de sécurité, il vaut 1,25 ;
- A_s est l'aire de la section résistante.

j. Résistance à l'effort combiné de cisaillement et de traction

Les boulons soumis à des efforts combinés de cisaillement et de traction doivent satisfaire à la condition de l'inéquation (2.57).

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (2.57)$$

k. Résistance à la traction de la plaque

La résistance ultime de la plaque est calculée suivant les équations (2.58) et (2.59).

$$N_{u,RD} = \frac{\beta_2 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad \text{Avec 2 boulons} \quad (2.58)$$

$$N_{u,RD} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad \text{Avec 3 boulons} \quad (2.59)$$

Où β_2 et β_3 sont des coefficients minorateurs fonctions de l'entraxe p_1 , donnés dans le tableau 2.10 et A_{net} est l'aire de la section nette de la cornière.

Tableau 2.10. Coefficients minorateurs β_2 et β_3

Entraxe	p_1	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5 d_0$
2 boulons	β_2	0,4	0,7
3 boulons	β_3	0,5	0,7

I. Résistance au glissement des boulons précontraints

Lorsque les boulons sont précontraints, la résistance de calcul au glissement est obtenue via l'équation (2.60).

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,C} \quad (2.60)$$

Où :

- $F_{p,c}$ est la précontrainte de calcul ($F_{p,C} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$) ;
- μ est le coefficient de frottement ; Ici μ sera pris égale à 0,3 ;
- n est le nombre d'interfaces de frottement ;
- k_s est un coefficient fonction du type de trou. Ici k_s sera pris égale à 1,00 ;
- γ_{M3} est un coefficient partiel de sécurité 1,25 à l'ELU.

m. Vérification de la contrainte dans la plaque de liaison

La contrainte maximale ($\sigma_{0,Ed}$) de compression dans la membrure au niveau d'un nœud est déterminée à partir de l'équation (2.61), et doit satisfaire à la condition (2.62) pour s'assurer que la plaque ne se rompt pas.

$$\sigma_{0,Ed} = \frac{N_{ED}}{A_{net}} + \frac{N_{ED} \cdot e}{J_x} \cdot y_G \quad (2.61)$$

$$\sigma_{0,Ed} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (2.62)$$

Où $y_G = S_{x0} / A_{net}$ est la position du centre de gravité de la section transversale nette.

2.3.4.2. Assemblage poteau – ferme

Au niveau de la connexion entre la ferme et le poteau, l'on a un boulonnage associé à une soudure d'angle. Les vérifications relatives à la résistance des boulons sont identiques à celles de la section 2.3.4.1. La résistance de la soudure d'angle, quant à elle, est suffisante si les conditions (2.63) et (2.64) sont satisfaites.

$$\left[\sigma^{\perp 2} + 3 \left(\tau^{\perp 2} + \tau^{\parallel 2} \right) \right]^{0.5} \leq \frac{f_u}{(\beta_w \gamma_{M2})} \quad (2.63)$$

$$\sigma^{\perp} \leq 0.9 \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \quad (2.64)$$

Où :

- σ^{\perp} est la contrainte normale perpendiculaire à la gorge de soudure ($\sigma^{\perp} = M_{Ed}/W_{el}$) ;
- σ^{\parallel} est la contrainte normale parallèle à l'axe de soudure (non considéré) ;
- τ^{\perp} est la contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure ;
- τ^{\parallel} est la contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure ;
- β_w est un coefficient de corrélation fonction de la nuance d'acier (Tableau 2.11).
- f_u est la valeur nominale de la résistance ultime en traction de la plus faible des parties assemblées.

Tableau 2.11. Valeurs du facteur de corrélation β_w (EN 1993-1-1)

Nuance d'acier	Résistance ultime en traction f_u	Facteur de corrélation β_w
<i>EN 10025:</i>		
Fe 360	360 N/mm ²	0,8
Fe 430	430 N/mm ²	0,85
Fe 510	510 N/mm ²	0,9
<i>prEN10113:</i>		
Fe E 275	390 N/mm ²	0,85
Fe E 355	490 N/mm ²	0,9

2.3.4.3. Assemblage poteau-poutre

Pour la connexion entre un poteau et une poutre, en plus des vérifications liées à la résistance aux efforts normaux et de cisaillement présentées à la section 2.3.4.1, la résistance au moment fléchissant et la résistance de l'âme du poteau devront être vérifiées.

n. Résistance au moment fléchissant

La résistance, d'un assemblage poteau-poutre boulonné, au moment fléchissant dépend de la résistance de la zone tendue, la résistance de la zone comprimée et la résistance de la zone de cisaillement. La valeur de calcul, M_{Rd} , de la résistance de l'assemblage au moment fléchissant sur la base des rangées de boulons dans la zone tendue réduite est donnée par l'équation (2.65).

$$M_{Rd} = \sum F_{t,Rd,i} d_i \quad (2.65)$$

Où :

- $F_{t,Rd,i}$ est la valeur de calcul de la résistance efficace d'une rangée individuelle de boulons ;
- d_i est la distance entre cette rangée de boulons et le centre de résistance de la zone comprimée.

o. Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

La résistance de calcul d'une âme de poteau ($F_{t,Rd}$) soumis à un effort transversal de traction est donnée par l'équation (2.66).

$$F_{t,Rd} = f_{yc} t_{wc} b_{eff} / \gamma_{M0} \quad (2.66)$$

Où :

b_{eff} est la largeur efficace de l'âme du poteau ($b_{eff} = t_{fb} + 5.(t_{fc} + r_c)$) ;

t_{wc} est l'épaisseur de l'âme du poteau ;

f_{yc} est la limite d'élasticité du poteau.

La résistance en traction de la semelle du poteau et de la platine d'extrémité de la poutre est obtenue en passant par l'équivalence d'un tronçon en T. Elle doit être prise égale à la plus petite des valeurs, correspondant aux trois modes possibles de ruine indiqués en annexe 11, et calculées suivant les relations (2.67), (2.68) et (2.69).

Mode 1 : mécanisme plastique complet de la semelle.

$$F_{t,Rd} = \frac{4 M_{pl,Rd}}{m} \quad (2.67)$$

Mode 2 : mécanisme par ruine des boulons et plastification de la semelle.

$$F_{t,Rd} = \frac{2 M_{pl,Rd} + n \Sigma B_{t,Rd}}{m + n} \quad (2.68)$$

Mode 3 : ruine des boulons seuls.

$$F_{t,Rd} = \Sigma B_{t,Rd} \quad (2.69)$$

Où :

$$M_{pl,Rd} = 0,25 l_t^2 f_y / \gamma_{M0}$$

$B_{t,Rd}$ = la résistance de calcul à la traction d'un boulon unique de l'assemblage indiqué à la section 2.7.1.2 ;

$\Sigma B_{t,Rd}$ = sommation de tous les boulons en T ;

n = e_{min} mais avec $n \leq 1,25 m$;

e_{min} = e_2 ;

Il est à considérer que la zone tendue d'une semelle de poteau se comporte comme une série de tronçons courts en T de longueur totale égale à la somme de longueurs effectives d'où $l = \Sigma l_{eff}$. La longueur efficace (l_{eff}) propre à un boulon pour chaque rangée doit être prise, selon le cas concerné, comme la plus petite des valeurs données en annexe 13.

p. Résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

La résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée est calculée suivant l'équation (2.70)

$$F_{c,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \tag{2.70}$$

Où :

- k_{wc} est un facteur de réduction dont la valeur sera prise égale à 1 ;
- ω est un facteur de réduction pour tenir compte des effets possibles de l'interaction avec le cisaillement dans le poteau et sa valeur sera prise égale à 1.

2.3.4.4. Assemblage au bas du poteau

Les pieds de poteaux doivent comporter des plaques d'assise en acier et des tiges d'ancrage pour assurer la liaison entre le poteau et la fondation. Il y a deux modes d'assemblage au bas du poteau dont l'encastrement ou l'articulation. Les poteaux à pieds encastrés ont été adoptés pour cette étude.

La plaque d'assise doit être appropriées afin de répartir les efforts de compression du poteau sur une surface portante telle que la pression (σ_p) qui en résulte ne dépasse pas la résistance de contact f_j de la liaison, donnée par (2.71), avec une largeur supplémentaire d'appui (c) devant satisfaire à la relation (2.72).

$$\sigma_p \leq f_j = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd} \tag{2.71}$$

$$c \leq \frac{(B-t_w)}{2} \tag{2.72}$$

Où :

- β_j est le coefficient relatif à la liaison (mortier-béton) ; il peut être pris égale à 2/3 ;
- k_j est le facteur de concentration, pris égale à 1,00 ;
- t est l'épaisseur de la plaque d'assise ;
- f_y est la limite d'élasticité de l'acier de la plaque d'assise ;
- f_{ck} est la résistance caractéristique en compression sur éprouvette cylindrique de béton ;
- f_{cd} est la résistance de calcul à la compression du béton sur cylindre ;
- B est la base du poteau ;
- t_w est l'épaisseur de l'âme du poteau (Figure 2.6).

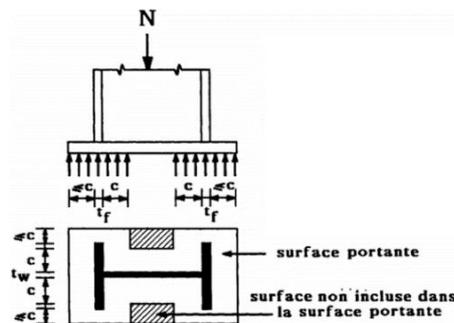


Figure 2.6. Surface en compression sous la plaque d'assise

L'épaisseur "t" de la plaque est vérifiée suivant la relation (2.73), et les deux autres dimensions a et b sont déterminées en satisfaisant la relation (2.74).

$$t \geq c \sqrt{\frac{3.f_j.\gamma M_0}{f_y}} \quad (2.73)$$

$$A_p \geq \frac{NEd}{f_{cd}} \quad (2.74)$$

Où c représente le débord de la plaque d'assise.

Les tiges d'ancrage doivent assurer la résistance en traction nécessaire vis-à-vis des sollicitations et une bonne liaison entre l'acier et le béton. La longueur intégrée des barres d'ancrage est vérifiée en satisfaisant la relation (2.75).

$$\frac{NEd}{\pi DL} \leq f_{bd} \quad (2.75)$$

Où :

- D représente le diamètre des barres d'ancrage ;
- L est la longueur des barres d'ancrage ;
- f_{bd} est la valeur de calcul de la contrainte ultime d'adhérence.

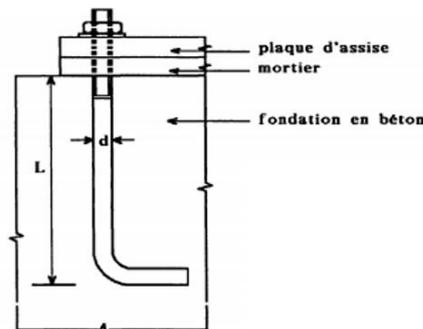


Figure 2.7. Ancrage des tiges dans la fondation (EC3)

2.4. Etude analytique des éléments de type barre par la MEF

Une structure en treillis, telle que la ferme du bâtiment à étudier, est constituée d'éléments de barre positionnés à des angles arbitraires dans le plan ou l'espace, reliés par des articulations en forme d'épingle qui ne peuvent pas transmettre les moments. Les éléments de barre sont supposés être suffisamment minces pour qu'ils aient une résistance négligeable à la torsion, la flexion ou au cisaillement ; par conséquent, ces paramètres sont supposés nuls. L'analyse d'une telle structure par la méthode des éléments finis (MEF) comprend les cinq étapes suivantes :

- (1.) Le prétraitement, qui consiste à subdiviser le domaine du problème en éléments finis. Dans l'ingénierie assistée par ordinateur d'aujourd'hui (CAE), cette étape est réalisée par des générateurs de maillage automatiques.
- (2.) La Formulation des éléments, qui consiste au développement d'équations pour chaque élément.

(3.) L'assemblage, qui permet l'obtention des équations du système entier à partir des équations des éléments individuels.

(4.) La résolution des équations.

(5.) Le post-traitement, qui consiste à déterminer les quantités d'intérêt, telles que les contraintes et les déformations, et obtenir des visualisations de la réponse.

Les étapes 2 et 3 constituent l'essence de cette section et, pour ce faire, il existe trois approches différentes utilisables lors de la formulation d'un problème FEM dont l'approche directe, l'approche variationnelle et l'approche résiduelle pondérée. Seule l'approche directe est détaillée ici. Dans un premier temps, la barre est supposée droite (Figure 2.8), son matériau obéit à la loi de Hooke et ne peut supporter qu'une charge axiale, c'est-à-dire qu'il ne transmet ni flexion, ni cisaillement, ni torsion. La contrainte axiale est supposée constante dans la section transversale et est donnée par la relation (2.76).

$$\sigma^e = \frac{p^e}{A^e} \quad (2.76)$$

Où :

p^e est l'effort interne sur toute section transversale de l'élément barre ;

A^e est l'aire de la section de l'élément barre.



Figure 2.8. Élément barre aligné à l'horizontal

La force axiale et la contrainte sont positives en traction et négatives en compression. Le comportement de la barre est régi par les équations suivantes :

- L'équilibre de l'élément, qui est vérifié par la relation (2.77).

$$F_1^e + F_2^e = 0 \quad (2.77)$$

Où :

F_1^e est la force interne agissant sur le nœud 1 de l'élément ;

F_2^e est la force interne agissant sur le nœud 2 de l'élément.

- La loi élastique de contrainte-déformation, connue sous le nom de loi de Hooke, qui stipule que la contrainte σ^e est une fonction linéaire de la déformation ε^e suivant la relation (2.78).

$$\sigma^e = E^e \varepsilon^e \quad (2.78)$$

- La déformation de la structure doit être compatible, c'est-à-dire qu'aucun vide ou chevauchement ne devrait se développer dans la structure après déformation.

Il est important de reconnaître la différence entre la convention de signe pour la force axiale interne (et la contrainte) et celle des efforts internes nodaux. La force interne p^e est positive en traction et négative en compression, c'est-à-dire que p^e est positive lorsqu'elle pointe de la surface sur laquelle il agit ; les efforts internes nodaux sont positifs lorsqu'ils pointent dans la direction x positive et ne sont pas associées à des surfaces (Figure 2.9).

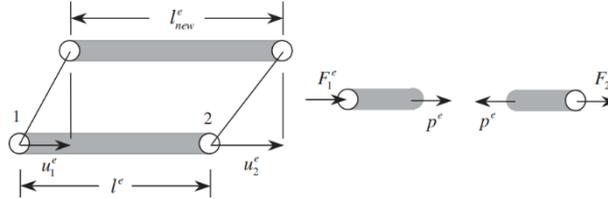


Figure 2.9. Allongement d'un élément et diagrammes de corps libre, montrant le sens positif de p^e et F_1^e .

Il est également nécessaire de définir la déformation pour pouvoir appliquer la loi de Hooke. Ici, la seule déformation non nulle est la déformation axiale (ε^e), qui est définie comme le rapport de l'allongement (δ^e) à la longueur d'origine de l'élément (l^e) suivant la relation (2.79).

$$\varepsilon^e = \frac{\delta^e}{l^e} \quad (2.79)$$

A présent, il est possible de développer la matrice de rigidité de l'élément, qui relie les forces nodales internes de l'élément aux déplacements nodaux de l'élément. La matrice de force interne de l'élément est notée par " \mathbf{F}^e " et la matrice de déplacement de l'élément par " \mathbf{d}^e ". Pour cet élément à deux nœuds, ces deux matrices sont présentées dans l'expression (2.80).

$$\mathbf{F}^e = \begin{bmatrix} F_1^e \\ F_2^e \end{bmatrix} \quad \text{et} \quad \mathbf{d}^e = \begin{bmatrix} u_1^e \\ u_2^e \end{bmatrix} \quad (2.80)$$

La matrice de rigidité de l'élément, \mathbf{K}^e , qui relie ces matrices va maintenant être développée. La matrice est dérivée en appliquant la loi de Hooke, les équations de déformation-déplacement et celle d'équilibre. En reliant les relations (2.76), (2.78) et (2.79), l'on obtient la relation (2.81).

$$\begin{aligned} F_2^e &= p^e = A^e \sigma^e \\ &= A^e E^e \varepsilon^e \\ &= A^e E^e \frac{\delta^e}{l^e} \end{aligned} \quad (2.81)$$

L'allongement d'un élément peut être exprimé en terme de déplacements nodaux (voir Figure 2.9) par l'équation (2.82), qui s'obtient suivant la relation (2.83).

$$\delta^e = u_2^e - u_1^e \quad (2.82)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta^e = l_{final}^e - l_{initial}^e \\ l_{final}^e = l_{initial}^e + u_2^e - u_1^e \end{array} \right. \quad (2.83)$$

La substitution de (2.82) dans (2.81) donne la relation (2.84).

$$F_2^e = k^e (u_2^e - u_1^e) \quad (2.84)$$

Où :

$$k^e = \frac{A^e E^e}{l^e}$$

E^e est le module d'Young de l'élément.

De l'équilibre de l'élément barre, en se référant aux équations (2.77) et (2.84), il s'ensuit la relation (2.85).

$$F_1^e = -F_2^e = k^e (u_1^e - u_2^e) \quad (2.85)$$

Les équations (2.84) et (2.85) peuvent être écrites sous forme matricielle pour donner la relation (2.86).

$$\underbrace{\begin{bmatrix} F_1^e \\ F_2^e \end{bmatrix}}_{\mathbf{F}^e} = \underbrace{\begin{bmatrix} k^e & -k^e \\ -k^e & k^e \end{bmatrix}}_{\mathbf{K}^e} \underbrace{\begin{bmatrix} u_1^e \\ u_2^e \end{bmatrix}}_{\mathbf{d}^e} \quad (2.86)$$

En utilisant les définitions soulignées, la relation entre les forces nodales et déplacements nodaux peut être écrite suivant l'équation (2.87).

$$\mathbf{F}^e = \mathbf{K}^e \mathbf{d}^e \quad (2.87)$$

Où :

$$\mathbf{K}^e = \begin{bmatrix} k^e & -k^e \\ -k^e & k^e \end{bmatrix} = \frac{A^e E^e}{l^e} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}$$

Dans ce qui précède, \mathbf{K}^e est la matrice de rigidité de l'élément. Cette rigidité d'élément pour tout élément de barre à aire constante dans une dimension (1D). Cette universalité des matrices de rigidité des éléments est l'un des attributs de la MEF, qui conduit à sa polyvalence. Pour tout élément de barre avec une aire constante A^e dans une dimension, l'équation (2.87) donne la matrice de rigidité. L'équation (2.86) décrit la relation entre les forces nodales et les déplacements pour un seul élément, c'est-à-dire qu'elle décrit le comportement d'un élément. Une caractéristique importante de la matrice de rigidité des éléments est qu'elle est symétrique, autrement dit : $\mathbf{K}^e = \mathbf{K}^{eT}$.

Lorsqu'il s'agit d'un système constitué de plusieurs éléments de barres, la procédure de calcul de la matrice de rigidité et celle d'établissement de la relation force – déplacement, au niveau de chaque élément pris individuellement, sont similaires à celles sus élaborées. Une fois ces relations obtenues pour chaque élément, l'on procèdera à un assemblage de toutes les relations pour obtenir l'équation du système global. Tel est le cas par exemple du système à deux éléments de barre illustré à la figure 2.10. La première étape consiste, après passage du modèle physique au modèle MEF équivalent, en une division du système en deux éléments (Figure 2.11), suivie de la relation de rigidité pour chaque élément, établie par la relation (2.88).

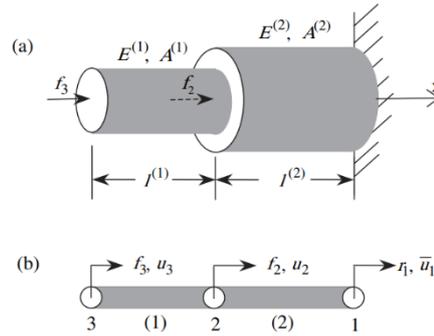


Figure 2.10. (a) Structure de barres à deux éléments et (b) le modèle d'éléments finis



Figure 2.11. Scission de la structure de la Figure 2.10 en deux parties

$$\mathbf{F}^e = \mathbf{K}^e \mathbf{d}^e \rightarrow \begin{bmatrix} F_1^e \\ F_2^e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k^e & -k^e \\ -k^e & k^e \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1^e \\ u_2^e \end{bmatrix} \quad (2.88)$$

Où : $e = (1 ; 2)$, représente chaque élément.

Les équations du système global sont construites en renforçant la compatibilité entre les éléments et les conditions d'équilibre nodal. Le développement des équations du système passe par l'écriture des équations d'équilibre pour chacun des trois nœuds du modèle. À cette fin, la construction des diagrammes de corps libres des nœuds illustrée à la figure 2.12 est indispensable. Il est à noter que les forces sur les éléments sont égales et opposées aux forces correspondantes sur les nœuds par la troisième loi de Newton. Dès lors, la matrice des forces dans le système global est donnée par la relation (2.89).

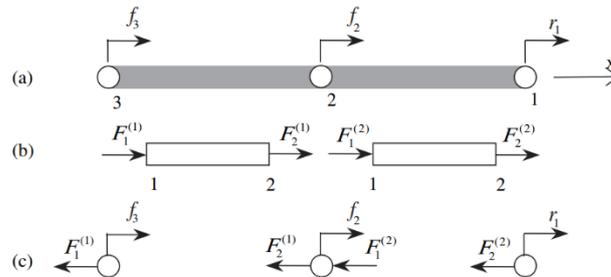


Figure 2.12. Diagrammes de corps libre des nœuds et des éléments (les forces externes sont indiquées au-dessus des nœuds mais agissent sur la même ligne) : (a) système complet avec numéros des nœuds globaux, (b) diagrammes de corps libre d'éléments avec les numéros des nœuds locaux et (c) diagrammes de corps libre des nœuds

$$\underbrace{\begin{bmatrix} 0 \\ F_2^{(1)} \\ F_1^{(1)} \end{bmatrix}}_{\tilde{\mathbf{F}}^{(1)}} + \underbrace{\begin{bmatrix} F_2^{(2)} \\ F_1^{(2)} \\ 0 \end{bmatrix}}_{\tilde{\mathbf{F}}^{(2)}} = \begin{bmatrix} r_1 \\ f_2 \\ f_3 \end{bmatrix} = \underbrace{\begin{bmatrix} 0 \\ f_2 \\ f_3 \end{bmatrix}}_{\mathbf{f}} + \underbrace{\begin{bmatrix} r_1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}}_{\mathbf{r}} \quad (2.89)$$

Chaque ligne de l'équation matricielle ci-dessus est une équation d'équilibre à un nœud. Sur le côté droit se trouvent les forces externes appliquées et les réactions, qui sont disposées dans les matrices \mathbf{f} et \mathbf{r} , respectivement. La matrice \mathbf{f} se compose des forces externes prescrites (connues) aux nœuds, f_2 et f_3 ; tandis que la matrice \mathbf{r} est constituée des forces inconnues au nœud 1 contraint, notée r_1 . Cette équation peut être résumée en mots comme suit : « La somme des forces internes de l'élément est égale à celle des forces et réactions externes ».

Il est important de relever qu'ayant à faire à un système constitué de 3 nœuds, dans l'établissement des matrices il y'aura trois composantes pour les déplacements et les forces/réactions et une matrice 3x3 pour la rigidité. Les relations forces-déplacements sont obtenues suivant les relations (2.90) pour le premier élément et (2.91) pour le second.

$$\underbrace{\begin{bmatrix} 0 \\ F_2^{(1)} \\ F_1^{(1)} \end{bmatrix}}_{\tilde{\mathbf{F}}^{(1)}} = \underbrace{\begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & k^{(1)} & -k^{(1)} \\ 0 & -k^{(1)} & k^{(1)} \end{bmatrix}}_{\tilde{\mathbf{K}}^{(1)}} \underbrace{\begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{bmatrix}}_{\mathbf{d}} \quad (2.90)$$

$$\underbrace{\begin{bmatrix} F_2^{(2)} \\ F_1^{(2)} \\ 0 \end{bmatrix}}_{\tilde{\mathbf{F}}^{(2)}} = \underbrace{\begin{bmatrix} k^{(2)} & -k^{(2)} & 0 \\ -k^{(2)} & k^{(2)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}}_{\tilde{\mathbf{K}}^{(2)}} \underbrace{\begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{bmatrix}}_{\mathbf{d}} \quad (2.91)$$

Dans la relation (2.90), une ligne de zéros a été ajoutée dans la ligne 1 correspondant à la force au nœud 1, car l'élément 1 n'exerce aucune force sur le nœud 1 et une colonne de zéros dans la colonne 1, car le déplacement nodal au nœud 1 n'affecte pas l'élément 1 directement. Il en est de même pour l'élément 2 dans la relation (2.91).

En substituant (2.90) et (2.91) dans (2.89), la relation (2.92) est obtenue.

$$\underbrace{\begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & k^{(1)} & -k^{(1)} \\ 0 & -k^{(1)} & k^{(1)} \end{bmatrix}}_{\tilde{\mathbf{K}}^{(1)}} \underbrace{\begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{bmatrix}}_{\mathbf{d}} + \underbrace{\begin{bmatrix} k^{(2)} & -k^{(2)} & 0 \\ -k^{(2)} & k^{(2)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}}_{\tilde{\mathbf{K}}^{(2)}} \underbrace{\begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{bmatrix}}_{\mathbf{d}} = \underbrace{\begin{bmatrix} 0 \\ f_2 \\ f_3 \end{bmatrix}}_{\mathbf{f}} + \underbrace{\begin{bmatrix} r_1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}}_{\mathbf{r}} \quad (2.92)$$

La relation force – déplacement du système global est ainsi déduite par la relation (2.93).

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{d} = \mathbf{f} + \mathbf{r} \quad (2.93)$$

Où :

$$\mathbf{K} = \sum_{e=1}^2 \tilde{\mathbf{K}}^e = \begin{bmatrix} k^{(2)} & -k^{(2)} & 0 \\ -k^{(2)} & k^{(1)} + k^{(2)} & -k^{(1)} \\ 0 & -k^{(1)} & k^{(1)} \end{bmatrix}$$

Lorsque les éléments de barre d'un modèle se trouvent inclinés d'un angle Φ dans le plan (Figure 2.13), la procédure consiste tout d'abord à considérer pour chaque élément, son système local dans lequel tous les développements présentés plus haut seront élaborés. Une fois les matrices de rigidité, de déplacements et de forces obtenues localement pour chaque élément, l'on procède à une rotation de celles-ci pour obtenir les résultats dans le système global du modèle. Puis, s'en suivra l'assemblage des matrices de tous les éléments et l'obtention de la relation globale du modèle.

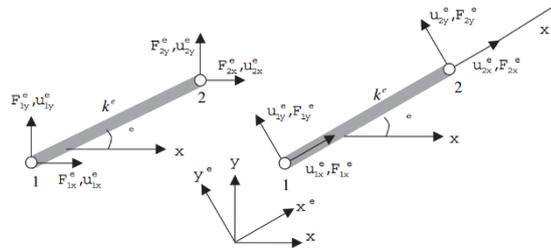


Figure 2.13. Un élément de treillis bidimensionnel dans le système de coordonnées local (x_1^e, y_1^e)

Le passage des matrices du système local vers le système global est effectué suivant les relations suivantes les relations (2.94) et (2.95) pour les matrices de forces et de déplacement, et par la relation (2.97) pour la matrice de rigidité.

$$\mathbf{F}^e = \mathbf{R}^{eT} \mathbf{F}'^e \quad (2.94)$$

$$\mathbf{d}^e = \mathbf{R}^{eT} \mathbf{d}'^e \quad (2.95)$$

Où :

- \mathbf{F}^e est la matrice de forces dans le système global ;
- \mathbf{F}'^e est la matrice de forces dans le système local ;
- \mathbf{d}^e est la matrice de déplacements dans le système global ;
- \mathbf{d}'^e est la matrice de déplacements dans le système local ;
- \mathbf{R}^{eT} est la transposée de la matrice de rotation \mathbf{R}^e (Relation 2.96).

$$\mathbf{R}^e = \begin{bmatrix} \cos \phi^e & \sin \phi^e & 0 & 0 \\ -\sin \phi^e & \cos \phi^e & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cos \phi^e & \sin \phi^e \\ 0 & 0 & -\sin \phi^e & \cos \phi^e \end{bmatrix} \quad (2.96)$$

$$\mathbf{K}^e = k^e \begin{bmatrix} \cos^2 \phi^e & \cos \phi^e \sin \phi^e & -\cos^2 \phi^e & -\cos \phi^e \sin \phi^e \\ \cos \phi^e \sin \phi^e & \sin^2 \phi^e & -\cos \phi^e \sin \phi^e & -\sin^2 \phi^e \\ -\cos^2 \phi^e & -\cos \phi^e \sin \phi^e & \cos^2 \phi^e & \cos \phi^e \sin \phi^e \\ -\cos \phi^e \sin \phi^e & -\sin^2 \phi^e & \cos \phi^e \sin \phi^e & \sin^2 \phi^e \end{bmatrix} \quad (2.97)$$

Où :

$$k^e = \frac{A^e E^e}{l^e}$$

2.5. Modélisation numérique

Pour mener à bien cette étude, une première modélisation de la structure sera faite dans le logiciel SAP 2000 V22. A l'aide de ce logiciel, tous les efforts internes (moments, efforts axiaux et efforts tranchants) pourront être déterminés après application des différentes charges sur la structure. Une fois ces sollicitations connues, s'en suivront les différentes vérifications des sections des éléments structuraux et des assemblages afin de conclure sur leur capacité à résister aux sollicitations. Les connexions choisies au niveau de la ferme seront ensuite modélisées, avec les sections fixées, dans le logiciel Abaqus/CAE et seront soumises aux mêmes charges de conception dans l'objectif de vérifier la stabilité de la structure dans un premier temps. Dans un second temps, ces assemblages seront soumis à l'effet d'un choc de véhicule sur la structure, caractérisé par un déplacement plus ou moins important afin d'étudier leurs comportements voire leurs déformations.

Abaqus est un progiciel de simulation d'ingénierie basé sur la méthode des éléments finis, développé par une société appelée HKS (fondée en 1978) et vendu en 2005 à Dassault Systems (J. Fish, 2007). Le programme a été initialement axé sur les applications non linéaires, mais progressivement des capacités linéaires ont également été ajoutées. Il s'agit aujourd'hui d'une suite de programmes qui se compose de trois produits principaux dont Abaqus/Standard, Abaqus/Explicit et Abaqus/CAE, chacun d'eux offrant des modules optionnels bien précis en fonction des besoins de l'utilisateur. Des trois, Abaqus/CAE est celui qui sera utilisé dans cette étude car étant le produit qui fournit un environnement complet de modélisation et de visualisation, avec un maillage avancé et un accès direct aux modèles CAO. D'un point de vue technique, les résultats obtenus grâce à Abaqus sont le bilan des énergies, des forces nodales, des déformations, des déplacements, des contraintes, des vitesses, des accélérations et de toutes les grandeurs physiques nécessaires à la conception d'un modèle.

Pour réaliser la modélisation et l'analyse des connexions dans Abaqus/CAE, différents modules seront utilisés dont :

- (1.) **Part**, module dans lequel l'utilisateur dessine toutes les pièces du problème. Chaque pièce est créée grâce à l'outil "Create Part". Ici, les pièces des assemblages vont être créées soit par extrusion pour les profilés en acier ou par révolution pour les boulons.
- (2.) **Property**, module destiné à la définition des propriétés des matériaux à utiliser. Toutes les pièces créées vont se voir attribuer des propriétés spécifiques.
- (3.) **Assembly**, module dans lequel l'utilisateur rassemble toutes les pièces, avec l'outil "Create Instance", afin de modéliser le phénomène physique.
- (4.) **Step**, module dans lequel l'utilisateur définit tous les critères de calcul utilisés par Abaqus dans le module Job, ainsi que les variables de sortie utiles dans le module de visualisation.
- (5.) **Interaction**, module permettant de définir les interactions entre chaque pièce et introduit les premières hypothèses portant sur les contacts, les contraintes et les connexions éventuelles.

- (6.) **Load**, module dans lequel l'utilisateur définit le système à partir des options "Create Boundary Condition" (pour la définition des conditions aux limites) et de "Create Load" (pour la définition des charges à appliquer au modèle).
- (7.) **Mesh**, module dans lequel les éléments constitutifs de la connexion vont être maillés comme instances dépendantes avec une technique de maillage appropriée.
- (8.) **Job**, module reprenant les caractéristiques de calcul dans le module "Step", pour lancer l'analyse ; plusieurs calculs différents peuvent être lancés.
- (9.) **Visualisation**, module à travers lequel tous les résultats possibles de l'analyse pourront être visualisés.

Conclusion

Cette étude étant axée sur les connexions dans la ferme d'une structure métallique, le but de ce chapitre était de présenter la procédure de conception d'une structure métallique, les développements matriciels utilisés par le logiciel d'éléments finis pour résoudre les structures en treillis telles que les fermes ainsi que la procédure de modélisation numérique des assemblages de ces structures, en vue de l'analyse numérique de leur comportement. Pour ce faire, une collecte de données s'est d'abord avérée nécessaire afin de prendre connaissance des caractéristiques du bâtiment ainsi que de la zone dans laquelle il sera implanté. Ensuite, les Eurocodes ont été choisis comme norme de calcul et il a été présenté suivant cette norme et de manière chronologique les différentes étapes de calculs nécessaires, quittant de l'inventaire des sollicitations, de leurs combinaisons au calcul des éléments structuraux et des assemblages. Puis une brève présentation de l'étude analytique des éléments de barre par la MEF a été faite afin de comprendre le fonctionnement du logiciel qui sera utilisé. Enfin, après avoir spécifié que le logiciel SAP 2000 sera utilisé pour l'analyse globale de la structure et le logiciel Abaqus/CAE pour l'analyse du comportement des assemblages, il a été présenté la procédure de modélisation des éléments d'une structure dans Abaqus/CAE. Dès lors, le chapitre suivant servira à mettre en exergue tous les résultats obtenus à partir des procédures sus présentées.

CHAPITRE 3. PRESENTATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS

Introduction

Dans ce chapitre, les résultats obtenus à partir de la méthodologie précédemment détaillée, seront donnés en application à un hangar métallique en projet de construction dans la ville d'Edéa au Cameroun. Cette application intègrera notamment la présentation générale de cette ville, suivie de la présentation du projet. Ensuite, le hangar à modéliser ainsi que ses propriétés géométriques et matérielles seront présentés. Après cette présentation, suivront l'analyse globale de la structure faite à l'aide du logiciel SAP 2000 ainsi que la conception des éléments structuraux et des connexions du bâtiment. Les connexions, de ferme, choisies seront alors modélisées par la suite dans le logiciel Abaqus/CAE pour une étude de leur comportement structurel sous différentes conditions de chargement. Enfin, la dernière partie de ce chapitre mettra en exergue les résultats des analyses desdites connexions et les interprétations relatives à chaque résultat obtenu seront faites au fur et à mesure de leur présentation.

3.1. Présentation générale de la ville d'Edéa

Cette présentation concernera entre autre la localisation géographique de la ville, le climat, l'hydrologie, la végétation ainsi que les activités socio-économiques qui s'y retrouvent ; tous ces aspects ayant d'une certaine manière une influence majeure dans la conception du projet.

3.1.1. Localisation géographique

Edéa est une communauté urbaine, chef-lieu du département de la Sanaga-Maritime dans la région du Littoral au Cameroun. C'est une ville située sur la route nationale 3, à 61 km au sud-est du chef-lieu régional Douala et l'un des rares points de passage permettant le franchissement de la Sanaga entre Douala et Yaoundé.

3.1.2. Climat

Edéa bénéficie d'un climat de mousson tropical, avec des températures relativement constantes tout au long de l'année ; la ville connaît des températures un peu plus fraîches aux mois de juillet et août. Les précipitations à Edéa sont significatives, avec des précipitations même pendant le mois le plus sec. la ville est située à une altitude de 67 m environ, la température moyenne étant de 25,6 °C et les précipitations annuelles moyennes atteignant 2606 mm.

3.1.3. Hydrologie

Edéa, étant situé le long du fleuve Sanaga, est irrigué par celui-ci. Le débit dudit fleuve a été observé dans la ville et le débit annuel moyen ou module observé était de 1 985 m³/s pour un territoire de 131 520 km², soit la quasi-totalité du bassin versant du fleuve. Ses principaux affluents sont le Lom (300 km), le Sélé (50 km) et le Mbam (425 km). Il se jette, par deux bras principaux, dans le golfe de Guinée, à 58 km au sud de la ville portuaire de Douala (à l'embouchure du fleuve Wouri) et face à l'île de Bioko (à 32 km des côtes du Cameroun et faisant partie de la Guinée équatoriale).

3.1.4. Végétation

La végétation d'Edéa se caractérise par la présence de grands arbres sous les pieds d'espèces telles que *Coula edulis*, *Irvingia gabonensis* et *Baillonella toxisperma*. La composition spécifique est d'environ 500 espèces identifiées avec une large dominance de Rubiaceae, de Cesalpiniaceae, de Fabaceae et d'Euphorbiceae (particulièrement dans les zones plus humide). La canopée est haute et il y a plusieurs strates. Trois espèces dominent le couvert foliaire dont *Coula edulis* et *Lophira alata* à Mvia et *Baillonella toxisperma* à Yavi et Yatou.

3.1.5. Paramètres socio-économiques

Les limites territoriales de la communauté urbaine d'Edéa s'étendent sur ses deux communes d'arrondissement dont la commune d'arrondissement Édéa 1^{er} (qui comprend les groupements Bakoko Adié, Pongo-Songo et Yassoukou) et la Commune d'arrondissement Édéa 2^e (qui comprend les groupements Longasse, Malimba, Ndogbianga et Yassoukou).

Cette communauté couvre une superficie de 180 km², dont 60% sont affectées à l'activité agricole et le reste à l'activité industrielle. La ville s'est développée à partir des années 1950 grâce à sa zone industrielle, qui se traduit par son barrage hydroélectrique mis en service en 1954 et l'usine de la compagnie camerounaise de l'aluminium (ALUCAM) produisant de l'aluminium depuis 1957 et constituant l'un des premiers sites industriels d'Afrique centrale.

3.2. Présentation du projet

Il s'agira ici de présenter dans un premier temps, les dimensions globales de la structure et le modèle 3D réalisé dans SAP 2000, puis de présenter dans un second temps, les sections des éléments structuraux ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés.

3.2.1. Présentation géométrique du modèle

La structure à étudier est un Hangar en acier occupant une surface au sol de 1000 m². Le bâtiment mesure 50 m de long sur 20 m de large et 7 m de haut sous panne faitière ; celui-ci est fermé et recouvert de feuilles de tôle d'aluminium 8/10. La modélisation 3D du hangar est illustrée par la figure 3.1 et le plan structural est présenté à l'annexe 14.

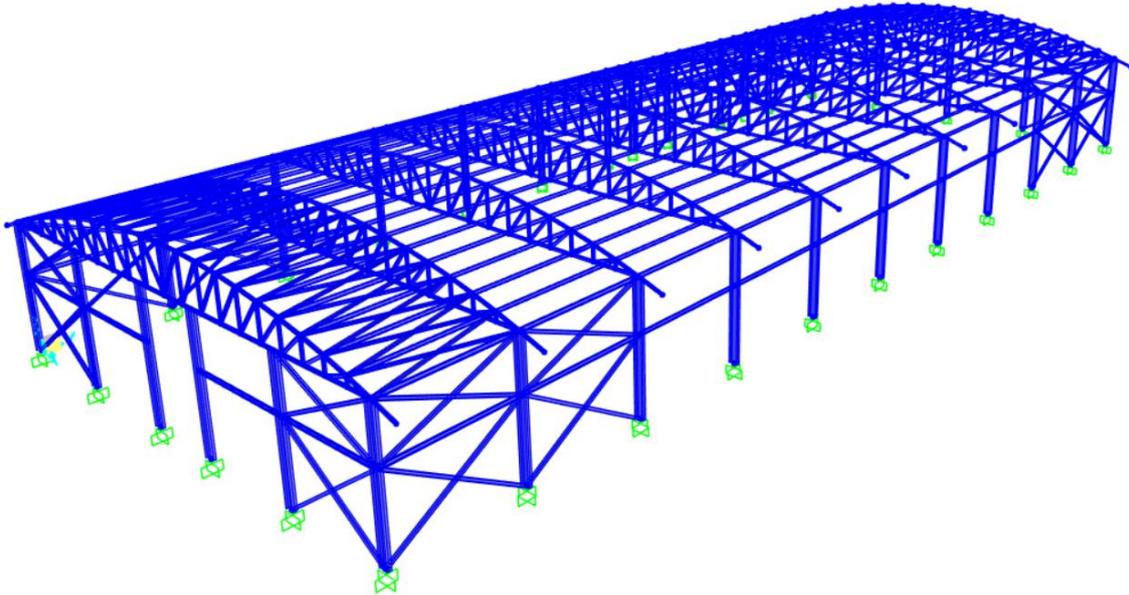


Figure 3.1. Vue 3D du hangar métallique

3.2.2. Caractéristiques géométriques et matérielles

Dans ce bâtiment, la structure portante est entièrement constituée de profilés en acier. Elle comprend notamment 11 portiques à deux poteaux IPE 330 porteurs. Ces portiques sont raidis par deux poutres IPE 140 (situées à des hauteurs respectives de 3m et 5m) et par des contreventements verticaux en tube carré de section 100×100×5. La ferme est constituée des profilés de type double-cornière de section 2L100×100×8 et, les deux premières fermes et les deux dernières fermes sont raidies par des contreventements horizontaux en tube carré de section 80×80×5. La couverture est constituée de pannes en IPE 120 et de feuilles de tôle en aluminium d'épaisseur 8/10.

Les deux principaux matériaux intervenant dans la réalisation de cette structure sont l'acier : de nuance S235 pour les éléments structuraux, Fe E40 A pour les armatures de béton et le béton de classe C25/30, pour les semelles. Les propriétés de ces matériaux sont présentées dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1. Propriétés des matériaux utilisés

Nuance d'acier pour éléments porteurs : S235			
Propriétés	Symboles	Valeurs	Unités
Limite d'élasticité	f_y	235	N/mm ²
Résistance ultime	f_u	360	N/mm ²
Module d'élasticité	E	210 000	N/mm ²
Module de cisaillement	G	80769.231	N/mm ²
Coefficient de Poisson	ν	0.3	—

Coefficient de dilatation thermique linéaire	α	0.000012	K ⁻¹
Coefficient partiel de résistance des sections quelle que soit la classe	γ_{M0}	1	–
Coefficient partiel de sécurité pour la résistance des barres à l'instabilité	γ_{M1}	1	–
Coefficient partiel de résistance des sections en traction	γ_{M2}	1.25	–
Poids spécifique de l'acier	γ_a	78,5	kN/m ³
Classe des boulons : 10.9			
Limite d'élasticité des boulons	f_{yb}	900	N/mm ²
Résistance ultime des boulons	f_{ub}	1000	N/mm ²
Nuance d'acier pour armatures : Fe E40 A			
Limite d'élasticité caractéristique de l'acier d'armature	f_{yk}	400	N/mm ²
Module d'élasticité de l'acier d'armature	E_s	200000	N/mm ²
Facteur de sécurité pour l'acier	γ_s	1.15	–
classe du Béton : C25/30			
Résistance caractéristique à l'écrasement cylindrique	f_{ck}	25	N/mm ²
Module d'élasticité sécant du béton	E_{cm}	31476	N/mm ²
Déformation de compression ultime du béton	ε_{cu2}	0.35%	–
Déformation de compression ultime du béton	ε_{cu3}	0.35%	–
Coefficient de sécurité pour le béton	γ_c	1.5	–
Poids spécifique du béton	γ_b	25	kN/m ³
Portance du sol			
Capacité portante admissible du sol	σ_{adm}	0.2	MPa

3.3. Dimensionnement du hangar métallique

Le dimensionnement du hangar consistera en une détermination des sollicitations qui seront appliquées simultanément à la structure via des combinaisons de charges, suivi des vérifications des sections des différents éléments porteurs afin de se rassurer de la stabilité de la structure.

3.3.1. Détermination des charges

L'EN 1991-1-1 donne les recommandations générales pour les charges agissant sur les structures selon la catégorie de bâtiment et, suivant l'annexe 1, Ce hangar appartient à la catégorie de bâtiment C3, zone à faible mobilité de personnes.

3.3.1.1. Charges permanentes

Les charges permanentes agissant sur le bâtiment sont de deux catégories dont le poids propre des éléments structuraux, obtenu en multipliant le poids spécifique de l'acier (Tableau 3.2) par la section des éléments et le poids propre des éléments non structuraux présenté dans le Tableau 3.3. Le poids propre des éléments structuraux peut être majoré de 5% pour tenir compte du poids des assemblages.

Tableau 3.2. Poids spécifique de l'acier pour le calcul du poids propre des éléments structuraux.

Nature	Description	Valeur	Unité
γ_a	Poids spécifique de l'acier	78.5	kN/m ³

Tableau 3.3. Poids propre des éléments non structuraux.

Nature	Description	Valeur	Unité
G ₂	Couverture et accessoires de pose	0.17	kN/m ²

3.3.1.2. Charges variables

Les deux principales charges variables ici sont les charges imposées et les charges du vent.

a. Charges imposées

Les charges imposées sur cette structure sont les charges d'exploitation, principalement celles liées à l'entretien de la toiture. La toiture étant de catégorie H (Tableau 3.4), il convient d'utiliser comme valeurs de charges d'exploitation celles comprises entre 0 kN/m² et 1 kN/m². Pour cette étude, q_k a été prise égale à 0,5 kN/m².

Tableau 3.4. Classification des toitures

Catégorie	Usage spécifique
H	Toitures inaccessibles sauf pour entretien et réparations courants
I	Toitures accessibles pour les usages des catégories A à D
K	Toitures accessibles pour des usages particuliers, hélisations, par exemple

b. Charges du vent

Les résultats obtenus après application des formules présentées au chapitre précédent, pour le calcul des charges de vent exercées sur la structure sont regroupés dans le tableau 3.5. Le Cameroun étant localisé dans la zone 2 sur la carte des vents d’Afrique (Annexe 15), la vitesse de base de référence ($V_{ref,0}$) a été prise égale à 22 m/s. La zone où se situe le hangar étant une catégorie de terrain II, les valeurs de k_T , z_0 , z_{min} ont été prises dans l’annexe 4 pour le calcul de $C_r(z)$.

Tableau 3.5. Détermination de la charge du vent

Désignation	Valeurs
Vitesse de base de référence du vent ($V_{ref,0}$)	22 m/s
Pression dynamique moyenne de référence (q_{ref})	302,5 N/m ²
Pression dynamique maximale ($q_p(z)$)	644,418 N/m ²
Coefficient de pression au vent ($c_{pe} + c_{pi}$)	1
Coefficient de pression sous le vent ($c_{pe} + c_{pi}$)	-0.6
Pression du vent du côté au vent (p_c)	+644,418 N/m ²
Pression du vent sous le vent (p_s)	-386,65 N/m ²
Pression du vent agissant sur la toiture	386,65 N/m ²

3.3.1.3. Charge due au choc de véhicule

Pour des besoins du calcul de la structure, les actions dues au choc ont été représentées par une force statique équivalente, produisant dans la structure des effets équivalents. Ce modèle simplifié a été utilisé pour la vérification de l’équilibre statique de la structure. Le véhicule dont il est question ici est assimilé à une semi-remorque à 2 essieux, de poids à vide égal à 6 tonnes, supposée transporter une masse de 2 tonnes ; ce qui conduit à une masse totale de 8 tonnes. Ayant à faire à une cour de bâtiment, la force statique équivalente a été prise égale à 75 kN en direction x (perpendiculaire à la direction de circulation qui est y suivant le repère dans SAP2000) tel que mentionné dans le tableau 2.1. Cette charge a été appliquée sur un poteau, sur une surface de 1,5 m×0,5 m et à une hauteur de 1,5 m au-dessus du sol.

3.3.2. Combinaisons de charges

Pour la vérification de la structure, seules les combinaisons de charges les plus défavorables pour les éléments ont été considérées et l’enveloppe de celles-ci a été utilisée. Les différentes combinaisons à l’ELU et à l’ELS sont données par les relations (3.1), (3.2) et (3.3). La combinaison pour la charge de choc est donnée par la relation (3.4).

$$\text{ELU 1 : } 1,35 G_k + 1,5 Q_k \tag{3.1}$$

$$ELU 2 : 1,35 G_k + 1,5 Q_t + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_v \quad (3.2)$$

$$ELS : G_1 + G_2 + Q + 0,5 Q_v \quad (3.3)$$

$$Ed = G_1 + G_2 + Ad \quad (3.4)$$

Où : $G_k = \Sigma G_i$ et $Q_k = \Sigma Q_i$.

3.3.3. Dimensionnement des éléments structuraux

A travers une analyse statique linéaire réalisée dans SAP 2000, les différentes sollicitations ont été obtenues et les sections des différents éléments structuraux ont été vérifiées en considérant les valeurs maximales de chaque sollicitation pour chaque élément.

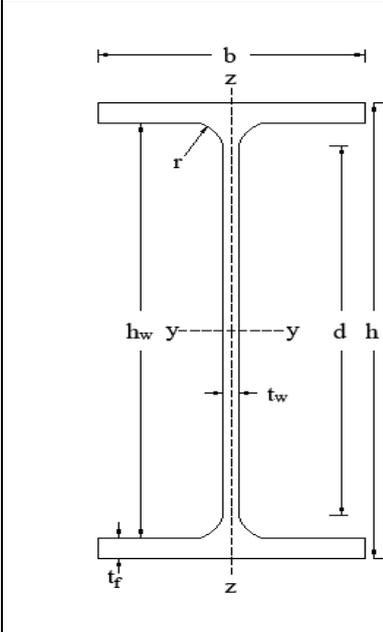
3.3.3.1. Vérification des pannes

Les valeurs maximales des sollicitations obtenues au niveau des pannes sont présentées dans le tableau 3.6. Les profilés utilisés pour ces pannes sont des IPE 120 dont les caractéristiques sont contenues dans le tableau 3.7.

Tableau 3.6. Sollicitations maximales dans les pannes.

Moment de flexion (M) [kNm]	Effort tranchant (V) [kN]	Effort axial (N) [kN]	Déflexion (f) [mm]
3,86	4,59	-11,56	13,95

Tableau 3.7. Propriétés de l'IPE 120

	h	120	mm
	b	64	mm
	d	93,4	mm
	h_w	107,4	mm
	t_w	4,4	mm
	t_r	6,3	mm
	r	7	mm
	A	13,2	cm ²
	i_y	4,9	cm
	i_z	1,45	cm
	I_y	318	cm ⁴
	I_z	27,7	cm ⁴
	W_{pl,y}	60,7	cm ³
W_{pl,z}	13,6	cm ³	

Les vérifications de la section ont été faites en utilisant une feuille Excel et les résultats des différents calculs sont présentés dans le tableau 3.8.

Tableau 3.8. Vérification des pannes

Désignation	Vérification		Observations
Classification de la section	Âme en flexion	$21,23 < 72$	Classe 1
	Semelle en compression	$3,62 < 9$	Classe 1
Résistance à l'effort axial	$N_{Ed} = 11,56 \text{ kN} \leq N_{pl,Rd} = 310,2 \text{ kN}$		Vérifiée
Résistance au flambement	$N_{Ed} = 11,56 \text{ kN} \leq N_{b,Rd} = 21,74 \text{ kN}$		Vérifiée
Résistance au moment de flexion	$M_{Ed} = 3,89 \text{ kNm} \leq M_{pl,Rd} = 14,26 \text{ kNm}$		Vérifiée
Contrôle_déflexion (SLS)	$\delta_{max} = 13,95 \text{ mm} \leq L/200 = 25 \text{ mm}$		Vérifié
Résistance au déversement	$M_{Ed} = 3,89 \text{ kNm} \leq M_{b,Rd} = 5,194 \text{ kNm}$		Vérifiée
Résistance à l'effort tranchant	$V_{Ed} = 4,59 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 85,41 \text{ kN}$		Vérifiée
Interaction Moment-cisaillement	$V_{Ed} = 4,59 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd}/2 = 42,7 \text{ kN}$		Pas d'interaction
Interaction Moment-effort axial	$N_{Ed} \leq 0,25 * N_{pl,Rd}$	$11,56 \text{ kN} < 77.5 \text{ kN}$	Pas d'interaction
	$N_{Ed} \leq \frac{0.5 h_w t_w f_y}{\gamma_{Mo}}$	$11,56 \text{ kN} < 55.5 \text{ kN}$	

3.3.3.2. Vérification des poutres

Les valeurs maximales des sollicitations obtenues dans les poutres sont illustrées par la figure 3.2 et regroupées dans le tableau 3.9.

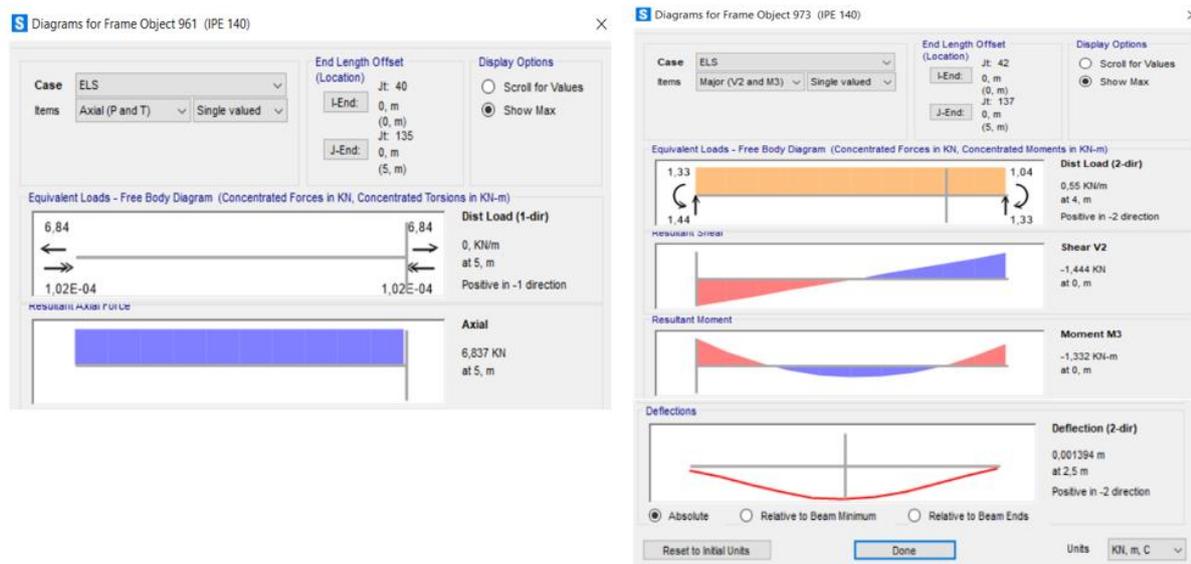


Figure 3.2. Sollicitations maximales dans les poutres

Tableau 3.9. Sollicitations maximales dans les poutres

Moment de flexion (M) [kNm]	Effort tranchant (V) [kN]	Effort axial (N) [kN]	Déflexion (f) [mm]
-1,33	1,44	6,84	1,39

Etant donné que les sollicitations dans les poutres, utilisées pour raidir les poteaux, sont très faibles comparées à celles obtenues dans les pannes et que les valeurs de résistance obtenues précédemment pour l’IPE 120 sont déjà bien plus grandes, des vérifications de section ne sont plus nécessaires pour l’IPE 140 ; ainsi, l’on peut directement conclure que la section des poutres est vérifiée.

3.3.3.3. Vérification de la ferme de toiture

La ferme de toiture étant une structure réticulaire plane, tous ses éléments faits de profilés 2L100×100×8 sont essentiellement soumis à des efforts axiaux de traction ou de compression.

c. Vérification de l’élément en compression

La vérification de la section pour l’élément en compression sera faite en considérant l’effort axial de compression maximal dans les fermes de la structure (Figure 3.3). Les propriétés des profilés double-cornière 2L100×100×8 sont données dans le tableau 3.10.

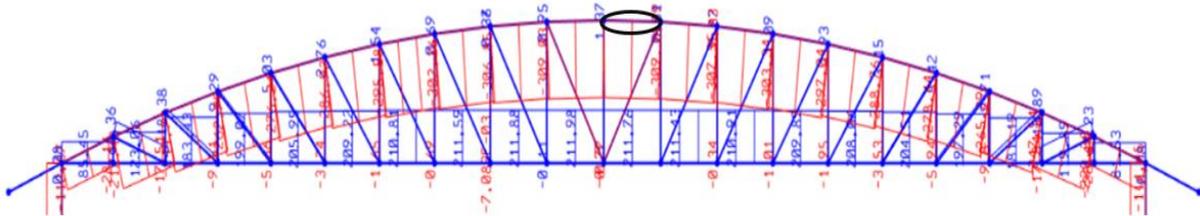


Figure 3.3. Localisation de l’élément en compression maximale dans la ferme

La valeur maximale en compression de l’effort axial obtenue est $N_{Ed} = -309,34$ kN. Les vérifications de la section ont été faites dans Excel et les résultats des différents calculs sont présentés dans le tableau 3.11.

Tableau 3.10. Propriétés des profilés 2L100×100×8

	h	100	mm
	b	100	mm
	t	8	mm
	r1	12	mm
	r2	6	mm
	ys	2,74	cm
	zs	2,74	cm
	A	21,92	cm ²
	iy	3,2	cm
	iz	1,9	cm
	Iy	225	cm ⁴
	Iz	79,3	cm ⁴
	W_{PL,y}	61,76	cm ³
W_{PL,z}	33,05	cm ³	

Tableau 3.11. Vérification des éléments de ferme comprimés

Désignation	Vérification		Observations
	Classification de la section	Semelle en compression	
Résistance à l'effort axial	$N_{Ed} = 309,34 \text{ kN} \leq N_{pl,Rd} = 515,12 \text{ kN}$		Vérifiée
Résistance au flambement	$N_{Ed} = 309,34 \text{ kN} \leq N_{b,Rd} = 416,494 \text{ kN}$		Vérifiée

d. Vérification de l'élément en tension

La valeur maximale en tension de l'effort axial obtenue est $N_{Ed} = 247,94 \text{ kN}$ (Figure 3.4). Les profilés double-cornière 2L100×100×8 sont également utilisés pour ces éléments ; les vérifications de la section ont été faites dans Excel et les résultats des différents calculs sont présentés dans le tableau 3.12.

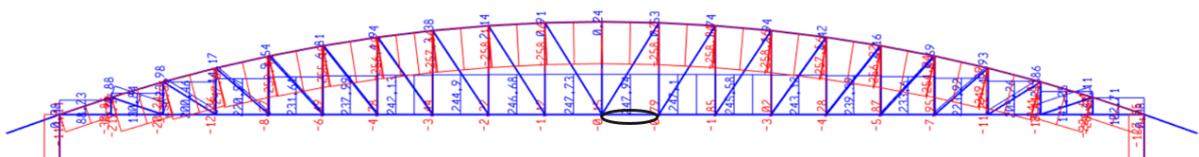


Figure 3.4. Localisation de l'élément en tension maximale dans la ferme

Tableau 3.12. Vérification des éléments de ferme tendus

Désignation	Vérification	Observations
Classification de la section	$12,5 < 15$	Classe 3
Résistance à l'effort axial	$N_{Ed} = 247,94 \text{ kN} \leq N_{pl,Rd} = 515,12 \text{ kN}$	Vérifiée

3.3.3.4. Vérification des systèmes de contreventement

Cette section sera consacrée à la vérification des sections pour les éléments de contreventement tendus (au niveau de la toiture et des poteaux) car ce sont eux qui supportent principalement les charges.

e. Vérification du contreventement du toit

Les éléments de contreventement du toit sont faits de tubes carrés de section 80×80×5 dont les propriétés sont présentées dans le tableau 3.13. Dans le contreventement, les éléments en tension sont ceux qui résistent aux charges, raison pour laquelle les vérifications sont effectuées en considérant la valeur maximale de l'effort axial au niveau de ceux-ci ; la valeur maximale obtenue est $N_{Ed} = 33,64 \text{ KN}$. Les vérifications ont été faites dans Excel et les résultats des différents calculs sont présentés dans le tableau 3.14.

Tableau 3.13. Propriétés section SHS 80×80×5

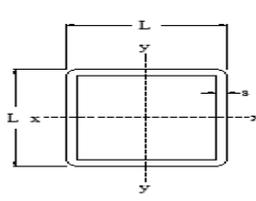
	s	5	mm
	L	80	mm
	A	15	cm ²
	I	141,3	cm ⁴
	W_{pl}	42,25	cm ³

Tableau 3.14. Vérification des éléments de contreventement tendus du toit

Désignation	Vérification	Observations
Classification de la section	$14 < 72$	Classe 1
Résistance à l'effort axial	$N_{Ed} = 33,64 \text{ kN} \leq N_{pl,Rd} = 352,5 \text{ kN}$	Vérifiée

f. Vérification du contreventement des poteaux

Les éléments de contreventement au niveau des poteaux sont faits de tubes carrés de section 100×100×5 dont les propriétés sont présentées dans le tableau 3.15. Comme précédemment, les vérifications sont effectuées en considérant la valeur maximale de l'effort axial au niveau des éléments en tension ; la valeur maximale obtenue est $N_{Ed} = 22,72 \text{ KN}$.

Les vérifications ont été faites dans Excel et les résultats des différents calculs sont présentés dans le tableau 3.16.

Tableau 3.15. Propriétés section SHS 100×100×5

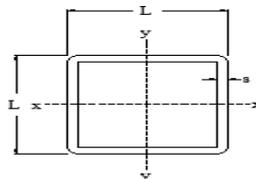
	s	5	mm
	L	100	mm
	A	19	cm ²
	I	286,6	cm ⁴
	W_{pl}	67,75	cm ³

Tableau 3.16. Vérification des éléments de contreventement tendus des poteaux

Désignation	Vérification	Observations
Classification de la section	$18 < 72$	Classe 1
Résistance à l'effort axial	$N_{Ed} = 22,72 \text{ kN} \leq N_{pl,Rd} = 446,5 \text{ kN}$	Vérifiée

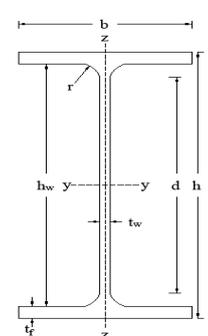
3.3.3.5. Vérification des poteaux

Les valeurs maximales des sollicitations obtenues au niveau des poteaux sont présentées dans le tableau 3.17. Les profils utilisés pour ces poteaux sont des IPE 330 dont les propriétés sont contenues dans le tableau 3.18.

Tableau 3.17. Sollicitations maximales dans les poteaux

Moment de flexion (M) [kNm]	Effort tranchant (V) [kN]	Effort axial (N) [kN]	Déflexion (f) [mm]
-49,39	24,39	-99,37	8,32

Tableau 3.18. Propriétés de l'IPE 330

	h	330	mm
	b	160	mm
	d	271	mm
	h_w	307	mm
	t_w	7,5	mm
	t_r	11,5	mm
	r	18	mm
	A	62,6	cm ²
	i_y	13,7	cm
	i_z	3,55	cm

	I_y	11770	cm ⁴
	I_z	788	cm ⁴
	W_{pl,y}	805	cm ³
	W_{pl,z}	153	cm ³

Les vérifications de la section ont été faites en utilisant une feuille Excel et les résultats des différents calculs sont présentés dans le tableau 3.19.

Tableau 3.19. Vérification des poteaux

Désignation	Vérification		Observations
Classification de la section	Âme en flexion	36,13 < 72	Classe 1
	Semelle en compression	5,06 < 9	Classe 1
Résistance à l'effort axial	$N_{Ed} = 99,37 \text{ kN} \leq N_{pl,Rd} = 1471,1 \text{ kN}$		Vérifiée
Résistance au flambement	$N_{Ed} = 99,37 \text{ kN} \leq N_{b,Rd} = 547,93 \text{ kN}$		Vérifiée
Résistance au moment de flexion	$M_{Ed} = 49,39 \text{ kNm} \leq M_{pl,Rd} = 189,2 \text{ kNm}$		Vérifiée
Contrôle_déflexion (SLS)	$\delta_{max} = 8,32 \text{ mm} \leq H/150 = 33,3 \text{ mm}$		Vérifié
Résistance au déversement	$M_{Ed} = 49,39 \text{ kNm} \leq M_{b,Rd} = 120,3 \text{ kNm}$		Vérifiée
Résistance à l'effort tranchant	$V_{Ed} = 24,39 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 417,92 \text{ kN}$		Vérifiée
Interaction Moment-cisaillement	$V_{Ed} = 4,59 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd}/2 = 208,96 \text{ kN}$		Pas d'interaction
Interaction Moment-effort axial	$N_{Ed} \leq 0,25 * N_{pl,Rd}$	99,37kN < 367,7kN	Pas d'interaction
	$N_{Ed} \leq \frac{0.5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$	99,37kN < 270,5kN	
Stabilité des poteaux	$\frac{N_{Ed} \gamma_{M1}}{\chi_{min} A f_y} + \frac{M_{eq,Ed} \gamma_{M1}}{W_{pl,y} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}\right)} = 0,153 \leq 1$		Vérifiée

3.3.3.6. Vérification des fondations

La semelle au bas du poteau est vérifiée en considérant les valeurs maximales de l'effort axial et du moment de flexion qui arrivent au bas du poteau. La semelle a une section de 1,5 x 1,5 x 0,6 (m) avec une profondeur effective de 55 cm et un enrobage de 5 cm pour les armatures. Les armatures longitudinales sont constituées de 10 HA14 pour la maille inférieure de la section et de 10 HA10 pour la maille supérieure. Les vérifications de la section ont été faites en utilisant une feuille Excel et les résultats des différents calculs sont présentés dans le tableau 3.20.

Tableau 3.20. Vérifications de la section de la semelle de fondation

Désignation	Vérification		Observations
Capacité portante	$\sigma = 0.147 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 0.2 \text{ MPa}$		Vérifiée
Résistance au moment de flexion	$M_{Ed} = 49,39 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 287,74 \text{ kNm}$		Vérifiée
Aire des armatures longitudinales	$\frac{M_{Ed}}{0,8 \cdot f_{yd} \cdot d} \leq A_s$	$3,23 \text{ cm}^2 < 15,39 \text{ cm}^2$	Vérifiée
	$A_{s,min} \leq A_s$	$12,37 \text{ cm}^2 < 15,39 \text{ cm}^2$	
Limitation des contraintes (SLS)	$\sigma_c \leq 0,45 f_{ck}$	$1,756 \text{ MPa} \leq 11,25 \text{ MPa}$	Vérifiée
	$\sigma_s \leq 0,8 f_{yk}$	$59,83 \text{ MPa} \leq 320 \text{ MPa}$	

3.3.4. Dimensionnement des assemblages

Le dimensionnement des assemblages se fera en appliquant les formules présentées à la section 2.3.4 pour les différentes vérifications et ce, en considérant juste les valeurs maximales des sollicitations obtenues. Après vérifications, les détails des connexions principales seront présentés.

3.3.4.1. Vérification des Assemblages dans la ferme

Les éléments de la ferme ayant tous la même section 2L100×100×8, seul l'effort axial maximal sera considéré pour les vérifications d'un élément en sachant que si celui-ci est vérifié alors tous les autres, étant soumis à des efforts inférieurs, le seront aussi automatiquement. Les valeurs maximales obtenues pour les efforts de compression et de traction sont respectivement $N_{Ed}^- = -309,34 \text{ kN}$ et $N_{Ed}^+ = +247,94 \text{ kN}$. Les caractéristiques des boulons et de la plaque utilisés pour l'assemblage choisi sont présentées dans le tableau 3.21.

Tableau 3.21. Caractéristiques des boulons et de la plaque d'assemblage pour les connexions dans la ferme

Désignation	Valeurs	Unités
Classe des boulons	10.9	-
Résistance ultime à la traction du boulon (f_{ub})	1000	N/mm ²
Nombre de boulons (n_b)	4	-
Diamètre nominal (d)	20	mm
Diamètre moyen des trous (d_0)	22	mm
Aire de la section résistante des boulons	245	mm ²
Epaisseur de la plaque	20	mm
Limité d'élasticité de la plaque (f_y)	355	N/mm ²

Les valeurs des pinces longitudinales (e_1 , e_2) et de l'entraxe (p_1) choisies sont données par la relation (3.1) et leur configuration est illustrée à la figure 3.5.

$$\begin{cases} e_1 \geq 1,2 d_0 = 26,4 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 50 \text{ mm} \\ e_2 \geq 1,5 d_0 = 33 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 50 \text{ mm} \\ p_1 \geq 2,2 d_0 = 48,5 \text{ mm} \rightarrow p_1 = 60 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.1)$$

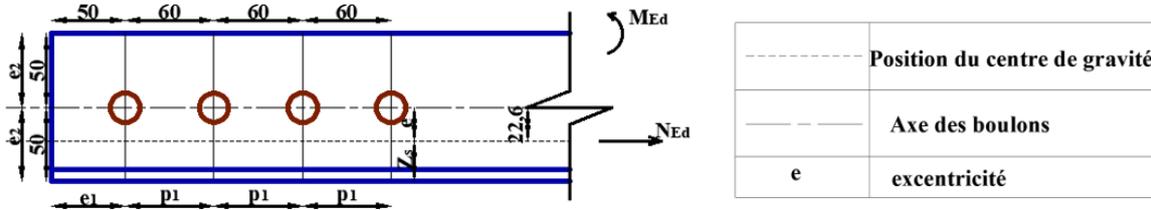


Figure 3.5. Illustration de la disposition des 4 boulons M20

Les vérifications de la section ont été faites dans Excel et les résultats des différents calculs sont présentés dans le tableau 3.22.

Tableau 3.22. Vérifications du boulonnage des connexions dans la ferme

Désignation	Vérification		Observations
Résistance au cisaillement (par boulon)	$F_{b,Ed} = 86,5 \text{ kN}$	$86,5 \text{ kN} \leq 98 \text{ kN}$	Vérifiée
	$F_{v,Rd} = 98 \text{ kN}$		
	$F_{b,Rd} = 107,56 \text{ kN}$		
Résistance des boulons à la traction	$F_{t,Rd} = 705,6 \text{ kN}$	$247,94 \text{ kN} \leq 338,4 \text{ kN}$	Vérifiée
	$B_{p,Rd} = 338,4 \text{ kN}$		
Résistance à l'effet combiné traction et cisaillement	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4.F_{t,Rd}} = 0,58$	$0,58 \leq 1$	Vérifiée
Résistance à la traction de la plaque	$F_{t,Ed} = 247,94 \text{ kN} \leq N_{u,Rd} = 426,12 \text{ kN}$		Vérifiée
Contrainte dans la plaque	$\sigma_{0,Ed} = 209 \text{ MPa}$	$209 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa}$	Vérifiée
	$\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 355 \text{ MPa}$		

Les détails constructifs du nœud ou de la connexion sélectionnée (Figure 3.6) sont présentés dans le tableau 3.23.

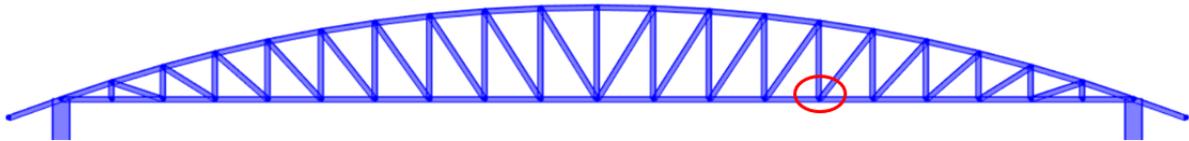
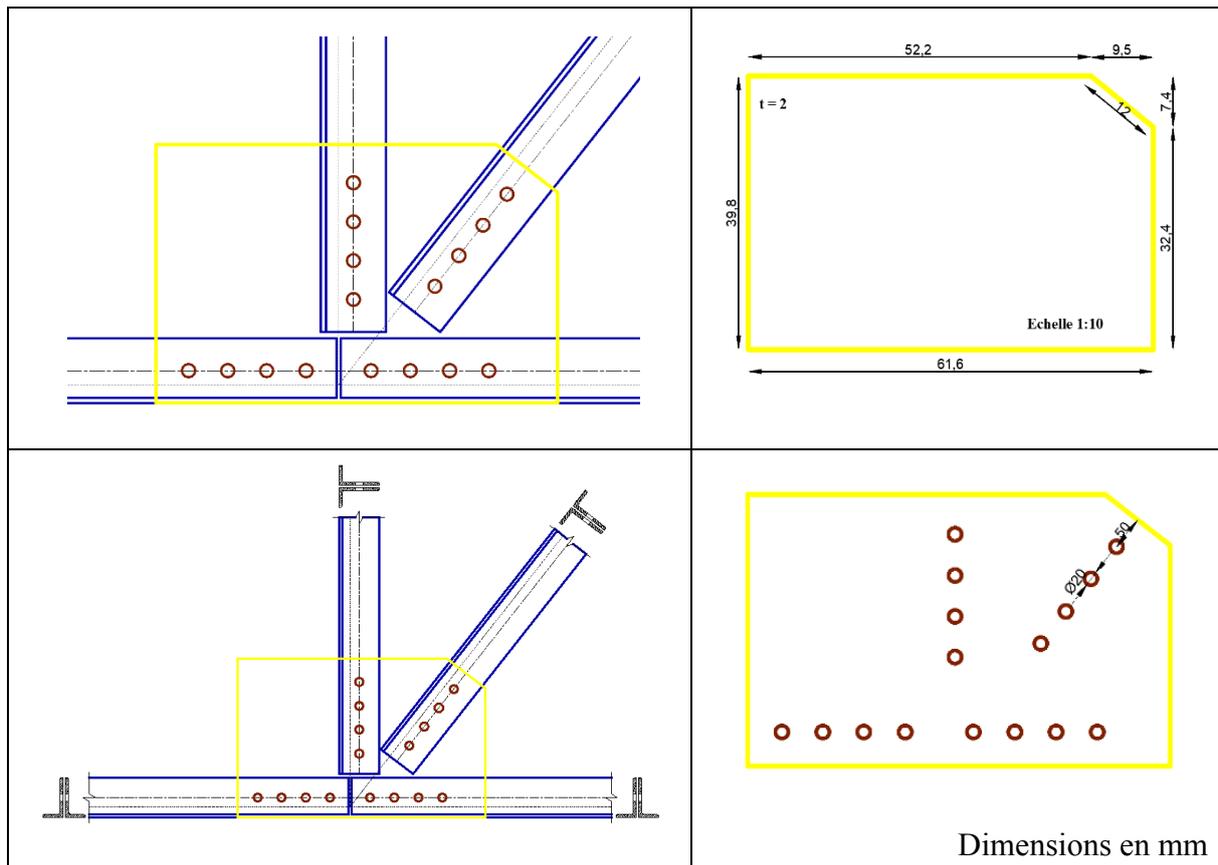


Figure 3.6. Choix de la connexion dans la ferme

Tableau 3.23. Détails du nœud sélectionné dans la ferme



3.3.4.2. Vérification de l'assemblage poteau - ferme

La connexion choisie entre la ferme et le poteau (Figure 3.7) est faite par un joint boulonné dans lequel la charnière est réalisée à travers une plaque d'extrémité boulonnée à la semelle du poteau et soudée à la plaque de gousset reliée aux éléments.

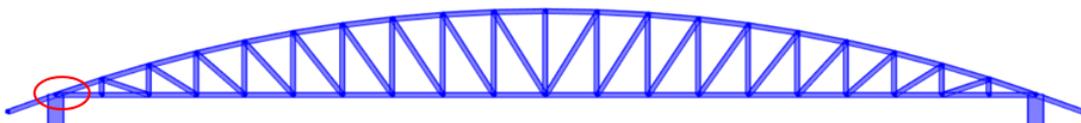


Figure 3.7. Choix de la connexion poteau-ferme

a. Vérification de la membrure supérieure comprimée

Les caractéristiques des boulons et des plaques, utilisés pour la connexion, sont présentées dans le tableau 3.24. La sollicitation maximale obtenue au niveau de la membrure supérieure est $N_{Ed} = -113,14 \text{ kN}$; les vérifications ont été faites dans Excel et les résultats des différents calculs sont présentés dans le tableau 3.25.

Tableau 3.24. Caractéristiques des boulons et de la plaque d'assemblage au droit de la connexion poteau-ferme

Désignation	Valeurs	Unités
Classe des boulons	10.9	-
Résistance ultime à la traction du boulon (f_{ub})	1000	N/mm ²
Nombre de boulons (n_b)	4	-
Diamètre nominal (d)	14	mm
Diamètre moyen des trous (d_0)	15	mm
Aire de la section résistante des boulons	115	mm ²
Epaisseur des plaques	20	mm
Limité d'élasticité des plaques (f_y)	355	N/mm ²

Les valeurs des pinces longitudinales (e_1 , e_2) et de l'entraxe (p_1) choisies sont données par la relation (3.2) et leur configuration est illustrée à la figure 3.8.

$$\begin{cases} e_1 \geq 1,2 d_0 = 18 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 40 \text{ mm} \\ e_2 \geq 1,5 d_0 = 22,5 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 50 \text{ mm} \\ p_1 \geq 2,2 d_0 = 33 \text{ mm} \rightarrow p_1 = 50 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.2)$$

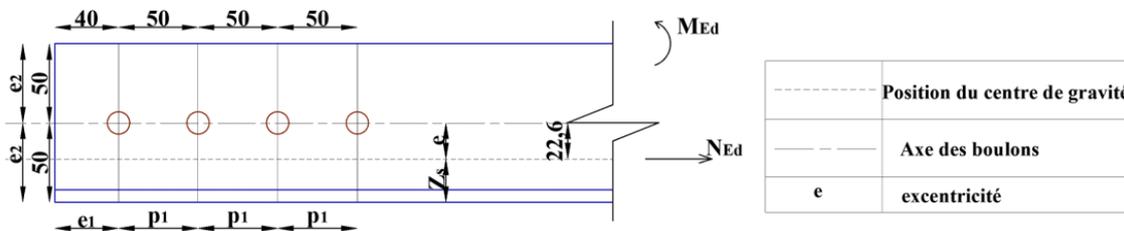


Figure 3.8. Illustration de la disposition des 4 boulons M14

Tableau 3.25. Vérifications du boulonnage de la membrure supérieure comprimée

Désignation	Vérification		Observations
Résistance au cisaillement (par boulon)	$F_{b,Ed} = 33 \text{ kN}$	$113,14 \text{ kN} \leq 46 \text{ kN}$	Vérifiée
	$F_{v,Rd} = 46 \text{ kN}$		
	$F_{b,Rd} = 98,4 \text{ kN}$		
Résistance au poinçonnement de la tête des boulons	$B_{p,Rd} = 230,7 \text{ kN}$	$113,14 \text{ kN} \leq 230,7 \text{ kN}$	Vérifiée

Résistance à la traction de la plaque de gousset	$F_{t,Ed} = 113,14 \text{ kN} \leq N_{u,Rd} = 441,1 \text{ kN}$		Vérifiée
Contrainte dans la plaque	$\sigma_{0,Ed} = 158,8 \text{ MPa}$	$158,8 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa}$	Vérifiée
	$\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 355 \text{ MPa}$		

b. Vérification de la membrure inférieure tendue

Les caractéristiques des boulons et des plaques utilisés pour la connexion ainsi que la disposition des boulons dans l'élément restent identiques au précédent. La sollicitation maximale obtenue au niveau de la membrure inférieure est $N_{Ed} = 88,73 \text{ kN}$; les vérifications ont été faites dans Excel et les résultats des différents calculs sont présentés dans le tableau 3.26.

Tableau 3.26. Vérifications du boulonnage de la membrure inférieure tendue

Désignation	Vérification		Observations
Résistance au cisaillement (par boulon)	$F_{b,Ed} = 13,75 \text{ kN}$	$13,75 \text{ kN} \leq 46 \text{ kN}$	Vérifiée
	$F_{v,Rd} = 46 \text{ kN}$		
	$F_{b,Rd} = 98,4 \text{ kN}$		
Résistance des boulons à la traction	$F_{t,Rd} = 331,2 \text{ kN}$	$88,73 \text{ kN} \leq 230,7 \text{ kN}$	Vérifiée
	$B_{p,Rd} = 230,7 \text{ kN}$		
Résistance à l'effet combiné traction et cisaillement	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4.F_{t,Rd}} = 0,49$	$0,49 \leq 1$	Vérifiée
Résistance à la traction de la plaque de gousset	$F_{t,Ed} = 88,73 \text{ kN} \leq N_{u,Rd} = 441,1 \text{ kN}$		Vérifiée
Contrainte dans la plaque	$\sigma_{0,Ed} = 124,5 \text{ MPa}$	$124,5 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa}$	Vérifiée
	$\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 355 \text{ MPa}$		

c. Vérification de la plaque d'extrémité

Le cisaillement vertical (V) et le moment (M) résultant de l'excentricité de l'axe de la force et l'axe du boulon, agira sur les boulons de la plaque, tel qu'illustré à la figure 3.9. Au niveau de la liaison entre la plaque et le poteau, 8 boulons M16 de classe 10.9 ont été utilisés. Les calculs des propriétés de la section de la plaque boulonnée ainsi que les vérifications de celle-ci ont été faites dans Excel et les résultats sont présentés dans le tableau 3.27.

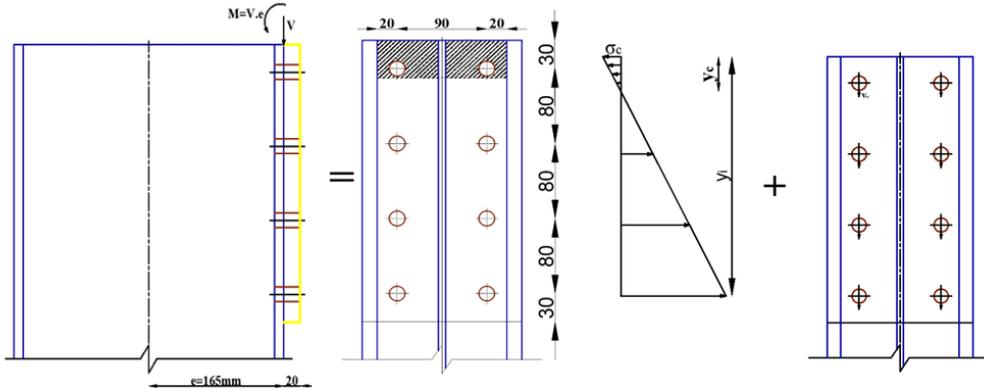


Figure 3.9. Forces agissant sur la plaque d'extrémité

Tableau 3.27. Vérification du boulonnage de la plaque au poteau

Désignation	Valeurs	Vérification	Observations
Effort tranchant	$V = 48 \text{ kN}$	-	-
Excentricité	$e = 165 \text{ mm}$	-	-
Moment	$M = 7,9 \text{ kNm}$	-	-
Résistance au cisaillement	$V = 48 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 502,4 \text{ kN}$	-	Vérifiée
Position de l'axe neutre	$y_c = 40 \text{ mm}$	-	-
Moment d'inertie	$J = 2905,5 \text{ cm}^4$	-	-
Contrainte ($\sigma_c = \frac{M \cdot y_c}{J}$)	$\sigma_c = 10,87 \text{ MPa} \leq f_y = 355 \text{ Mpa}$	-	Vérifiée
Traction maximale	$N_{b,max} = 9,9 \text{ kN}$	-	-
Résistance à la traction	$N_{b,max} = 9,9 \text{ kN} \leq F_{t,Rd} = 113,1 \text{ kN}$	-	Vérifiée
Effet combiné cisaillement-traction	$0,18 \leq 1$	-	Vérifié

En plus des boulons utilisés au niveau de la liaison entre le poteau et la plaque extrémité, un raccord à soudeure d'angle 10 mm x 10 mm (l = 10 mm) a été réalisé entre cette plaque et la plaque de gousset. Les vérifications de la résistance de cette soudeure ont été faites dans Excel et les résultats des calculs sont présentés dans le tableau 3.28.

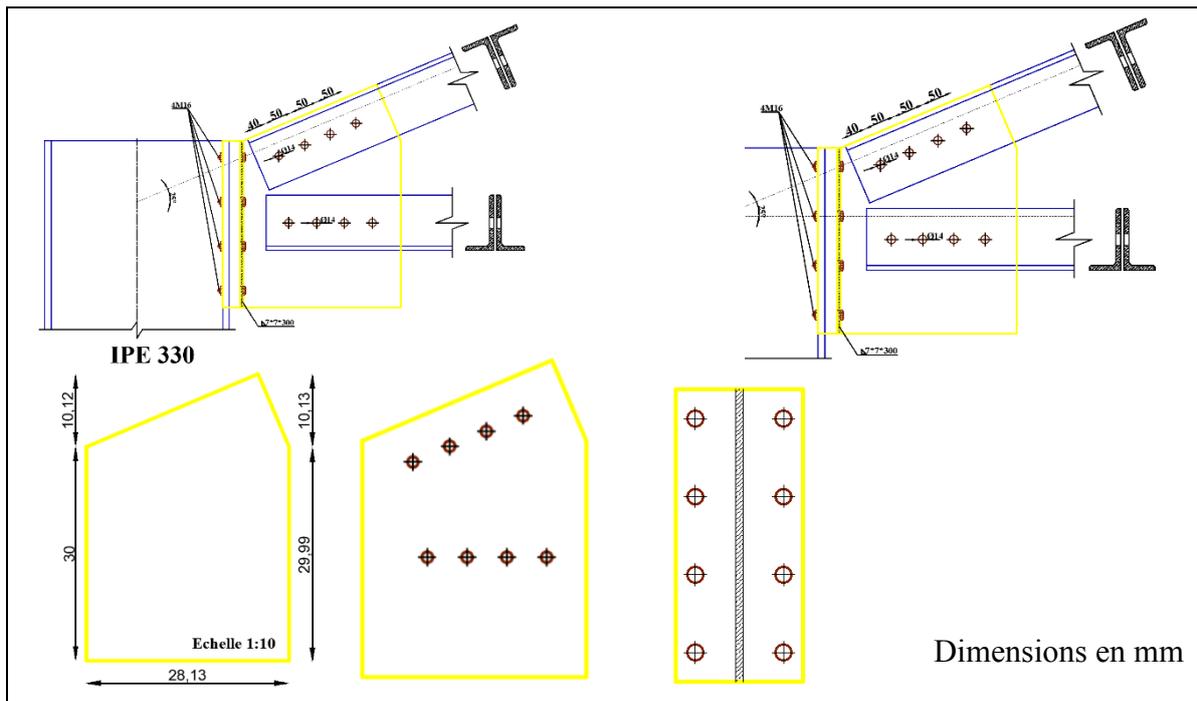
Tableau 3.28. Vérification de la soudeure d'angle

Désignation	Valeurs / Vérification	Observations
Section de la gorge	$a = l \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 7 \text{ mm}$	-
Effort tranchant	$V = 48 \text{ kN}$	-

Excentricité	$e = 185 \text{ mm}$	–
Moment	$M = 8,9 \text{ kNm}$	–
Contrainte de cisaillement parallèle	$\tau^// = \frac{V}{2aL} = 11,43 \text{ MPa}$	–
Contrainte normale perpendiculaire à la gorge	$\sigma^{\perp} = \frac{M}{W} = 42,38 \text{ MPa}$	–
Résistance à la soudure d'angle	$[\sigma^{\perp^2} + 3(\tau^{\perp^2} + \tau^{\parallel^2})]^{0,5} = 46,78 \text{ MPa}$	Vérifiée
	$\frac{fu}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 453,3 \text{ MPa}$	
	$\sigma^{\perp} = 42,38 \text{ MPa} \leq \frac{0,9fu}{\gamma_{M2}} = 367,2 \text{ MPa}$	

Les détails de connexion entre le poteau et la ferme sont illustrés dans le tableau 3.29.

Tableau 3.29. Détails de la connexion poteau – ferme



3.3.4.3. Assemblage poteau-contreventement

La valeur maximale de l'effort axial au niveau des contreventements est $N_{Ed} = 22,72 \text{ kN}$; le nœud sollicité par cet effort a été sélectionné et est illustré à la figure 3.10. Les caractéristiques des boulons et de la plaque utilisés pour cet assemblage sont présentés dans le tableau 3.30.

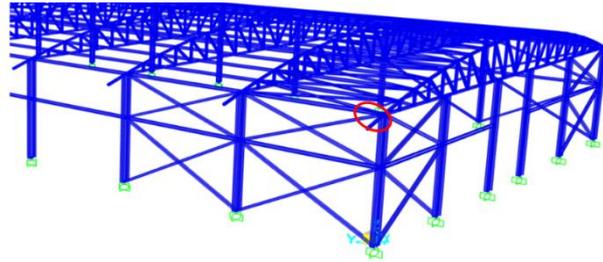


Figure 3.10. Choix de la connexion poteau-contreventement

Tableau 3.30. Caractéristiques des boulons et de la plaque pour la connexion poteau-contreventement

Désignation	Valeur	Unités
Classe des boulons	10.9	-
Résistance ultime à la traction du boulon (f_{ub})	1000	N/mm ²
Nombre de boulons (n_b)	2	-
Diamètre nominal (d)	20	mm
Diamètre moyen des trous (d_0)	22	mm
Aire de la section résistante des boulons	245	mm ²
Epaisseur de la plaque	20	mm
Limité d'élasticité de la plaque (f_y)	355	N/mm ²

Les valeurs des pinces longitudinales (e_1 , e_2) et de l'entraxe (p_1) choisies sont données par la relation (3.3) et leur configuration est illustrée à la figure 3.11.

$$\begin{cases} e_1 \geq 1,2 d_0 = 26,4 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 50 \text{ mm} \\ e_2 \geq 1,5 d_0 = 33 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 50 \text{ mm} \\ p_1 \geq 2,2 d_0 = 48,5 \text{ mm} \rightarrow p_1 = 60 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.3)$$

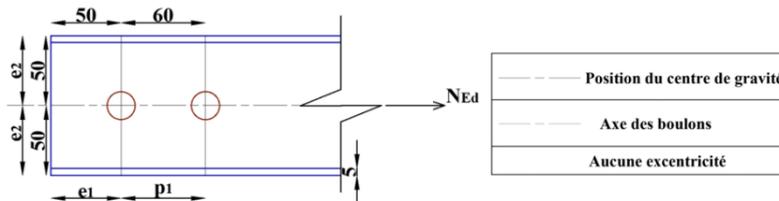


Figure 3.11. Illustration de la disposition des 2 boulons M20

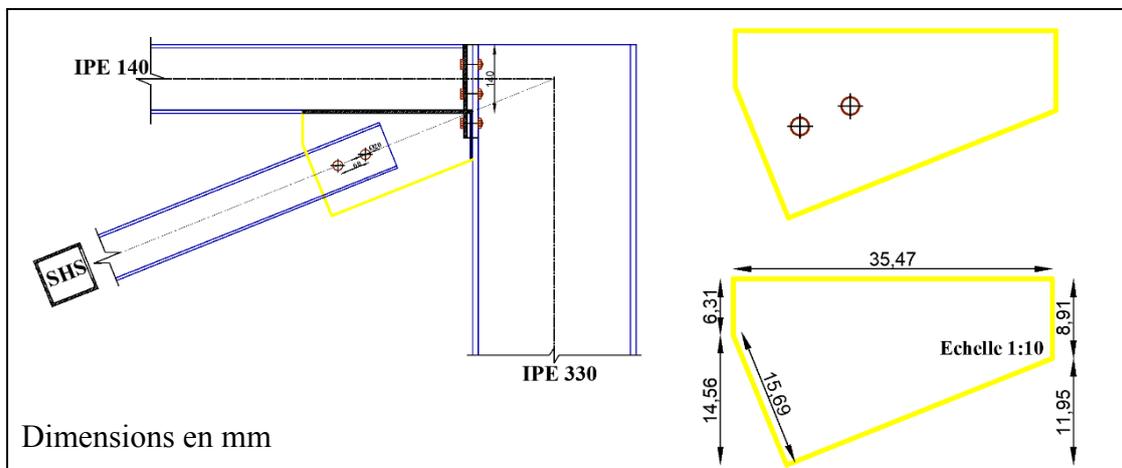
Les vérifications ont été faites dans Excel et les résultats des différents calculs sont présentés dans le tableau 3.31 ; les détails de la connexion sont présentés dans le tableau 3.32.

Tableau 3.31. Vérifications du boulonnage du contreventement

Désignation	Vérification		Observations
Résistance au cisaillement (par boulon)	$F_{v,Rd} = 98 \text{ kN}$	$22,72 \text{ kN} \leq 67,23 \text{ kN}$	Vérifiée
	$F_{b,Rd} = 67,23 \text{ kN}$		

Résistance des boulons à la traction	$F_{t,Rd} = 352,8 \text{ kN}$	$22,72 \text{ kN} \leq 338,4 \text{ kN}$	Vérifiée
	$B_{p,Rd} = 338,4 \text{ kN}$		
Résistance à l'effet combiné traction et cisaillement	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} = 0,28$	$0,28 \leq 1$	Vérifiée
Résistance à la traction de la plaque	$F_{t,Ed} = 22,72 \text{ kN} \leq N_{u,Rd} = 240,63 \text{ kN}$		Vérifiée
Contrainte dans la plaque	$\sigma_{0,Ed} = 32,89 \text{ MPa}$	$32,89 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa}$	Vérifiée
	$\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 355 \text{ MPa}$		

Tableau 3.32. Détails de la connexion poteau-contreventement



3.3.4.4. Assemblage au bas du poteau

La connexion à la base du poteau, soumis à l'effort axial maximal, a été sélectionnée pour vérification (Figure 3.12) ; les valeurs des sollicitations obtenues au niveau de cette liaison sont présentées dans le tableau 3.33. Les vérifications ont été faites dans Excel et les résultats des différents calculs ainsi que les propriétés des éléments utilisés pour cette connexion sont présentés dans le tableau 3.34.

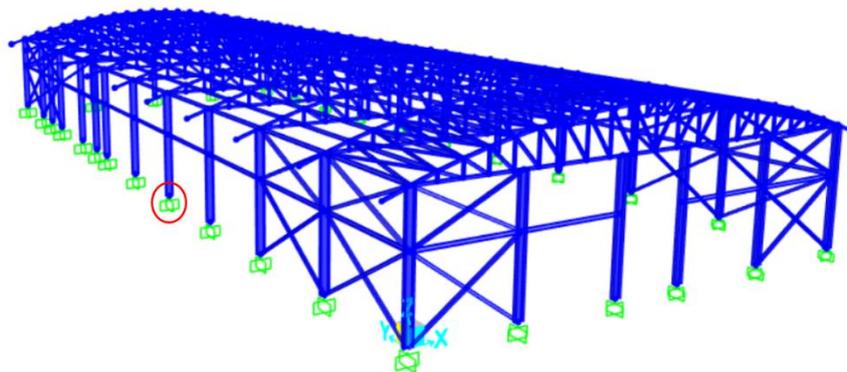


Figure 3.12. Choix de la connexion à la base du poteau

Tableau 3.33. Valeurs des sollicitations obtenues au bas du poteau sélectionné

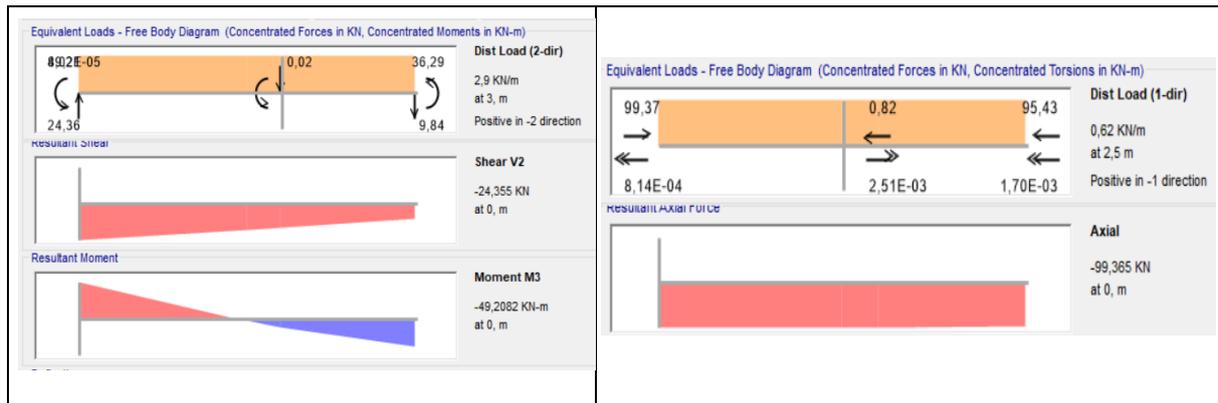


Tableau 3.34. Vérifications de la connexion à la base du poteau

Désignations	Valeurs / Vérifications		Observations
Plaque d'assise			
Classe de béton	C25/30		—
Limité d'élasticité (f_y)	355 MPa		—
Section plaque d'assise	45 cm × 30 cm × 3 cm		—
Capacité portante	$\sigma_p = 5,6$ MPa	5,6 MPa ≤ 11,1 MPa	vérifiée
	$f_j = 11,1$ MPa		
Débord de la plaque	$\frac{(B-tw)}{2} = 76,25$ mm	70 mm ≤ 76,25 mm	vérifiée
	$c = 70 ; 60$ mm		
Epaisseur de la plaque	$c \sqrt{\frac{3 \cdot f_j \cdot \gamma M_0}{f_y}} = 2,1$ cm	3 cm ≥ 2,1 cm	vérifiée
Résistance au moment	$M_{Ed} = 49,21$ kNm ≤ $M_{Rd} = 85,18$ kNm		vérifiée
Tiges d'ancrage			
Classe des boulons	4.6		—
Diamètre boulons	20 mm		
Nombre de boulons (n_b)	4		—
Longueur de la tige	600 mm		—
Condition d'adhérence	$\frac{N_{Ed}}{\pi DL} = 2,63$ MPa	2,63 MPa ≤ 2,69 MPa	vérifiée
	$f_{bd} = 2,69$ MPa		
Résistance à la traction	$F_{t,Ed} = 99,37$ kN ≤ $F_{t,Rd} = 282,24$ kN		vérifiée

La configuration détaillée ainsi que la section transversale de la connexion du poteau à la fondation sont illustrées par les figures 3.14 et 3.15.

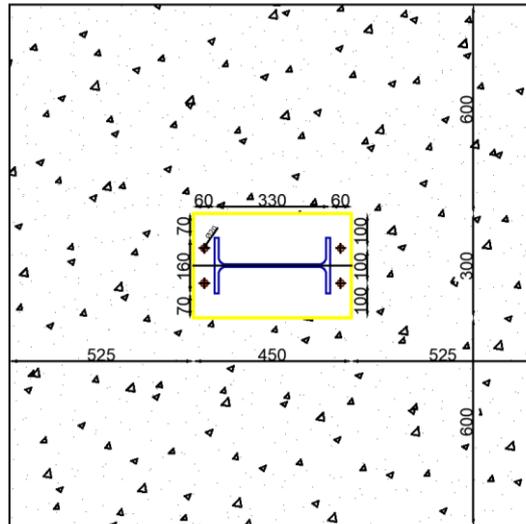


Figure 3.13. Vue en plan détaillée de la connexion de la base du poteau (en mm)

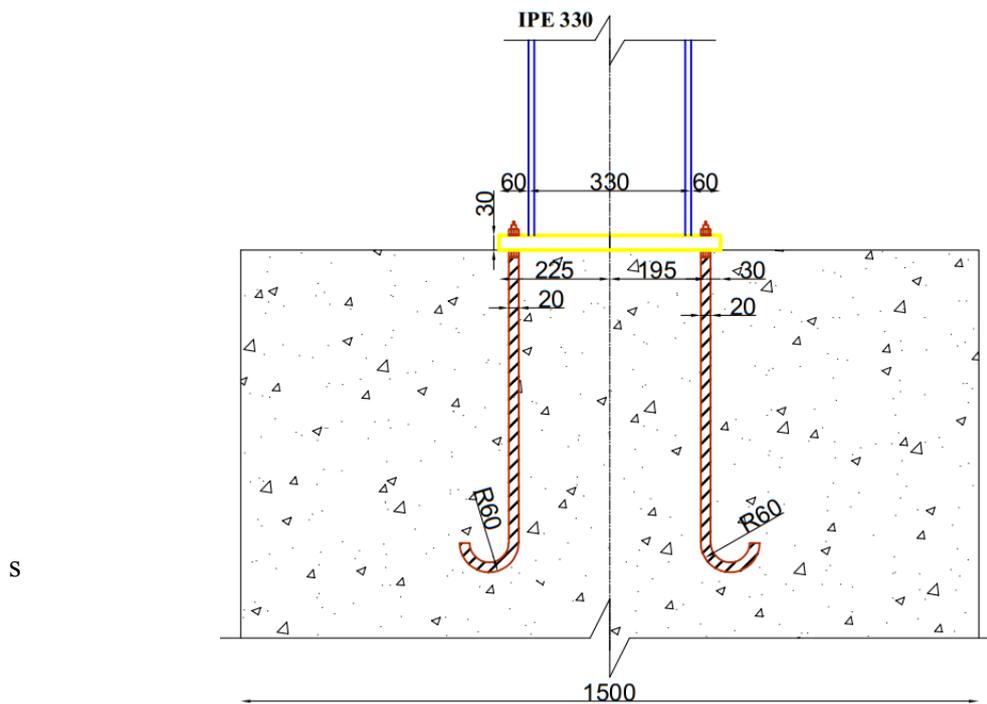


Figure 3.14. Section transversale de la connexion poteau-semelle

3.4. Effets du choc sur la structure

La charge due au choc de véhicule, prise ici comme une charge statique équivalente d'une valeur de 75 kN, a été appliquée à tour de rôle sur les poteaux 1 et 6 de la structure ; puis, les déformations résultantes ont été observées et les différents déplacements notés.

3.4.1. Application du choc sur le poteau 1

En appliquant la charge de choc sur le poteau d'angle du premier portique (poteau 1) tel qu'illustré à la figure 3.15, les résultats des déformations ont été obtenus et sont présentés à la figure 3.16.

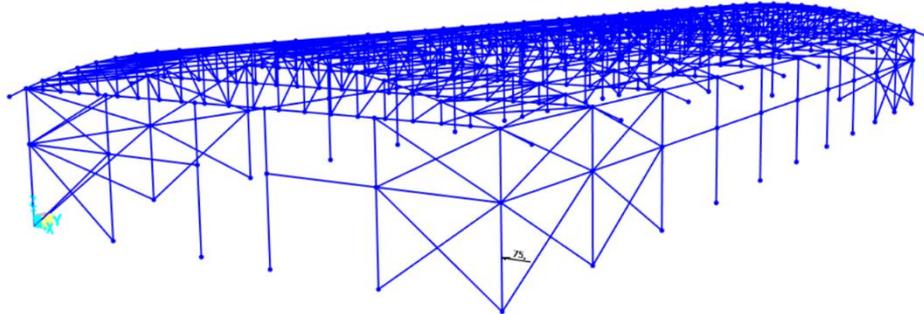


Figure 3.15. Application de la charge de choc sur le poteau 1

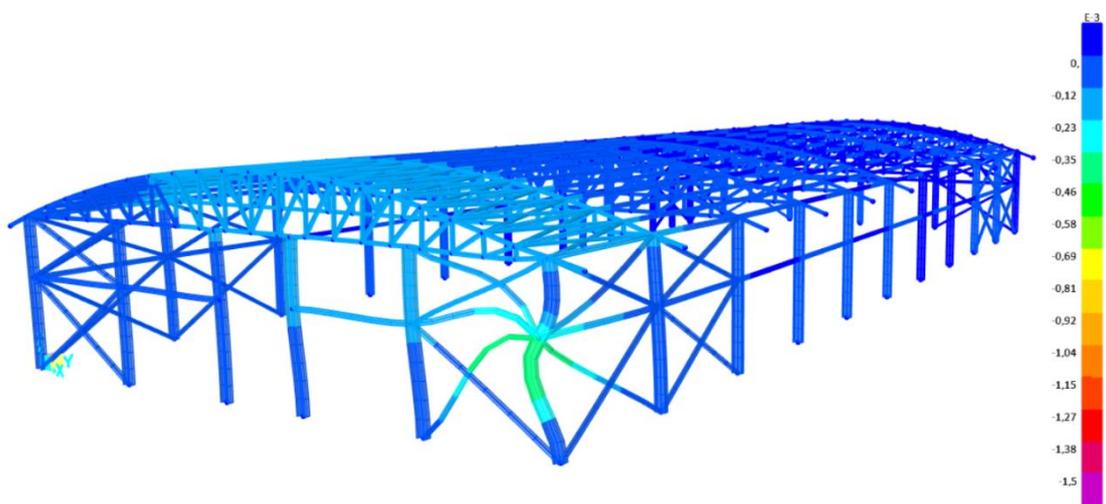


Figure 3.16. Déformation des éléments structuraux due à l'application de la charge de choc sur le poteau 1

A partir de la figure 3.16, l'on constate une déformation considérable du poteau 1, mais sans aucun déplacement significatif des éléments structuraux. En effet, un déplacement de -3×10^{-4} m a été relevé au niveau de la jonction entre le poteau et la poutre basse tandis que qu'un déplacement de -1×10^{-4} m a été relevé au niveau de la jonction entre le poteau et la ferme. Ces résultats s'expliqueraient par la présence des contreventements, dont seuls les éléments comprimés se sont déformés, tandis que les éléments en traction restent tendus en absorbant ainsi les efforts subis par le poteau et ne permettant ainsi aucun déplacement considérable dans la structure.

3.4.2. Application du choc sur le poteau 6

En appliquant la charge de choc sur le poteau 6 tel qu'illustré à la figure 3.17, les résultats des déformations ont été obtenus et sont présentés aux figures 3.18 et 3.19.

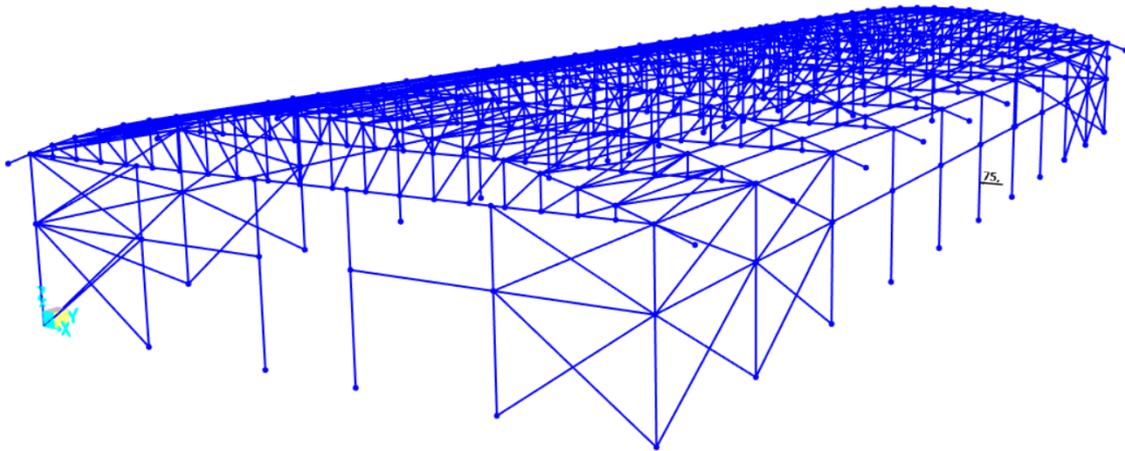


Figure 3.19. Application de la charge de choc sur le poteau 6

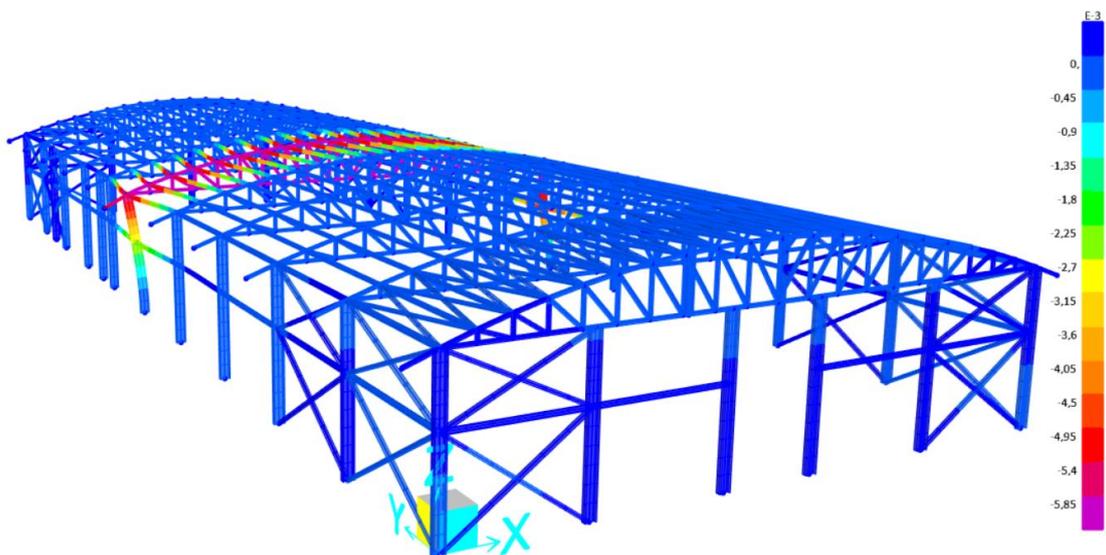


Figure 3.17. Déformation des éléments structuraux due à l'application de la charge de choc sur le poteau 6 (Vue latérale gauche)

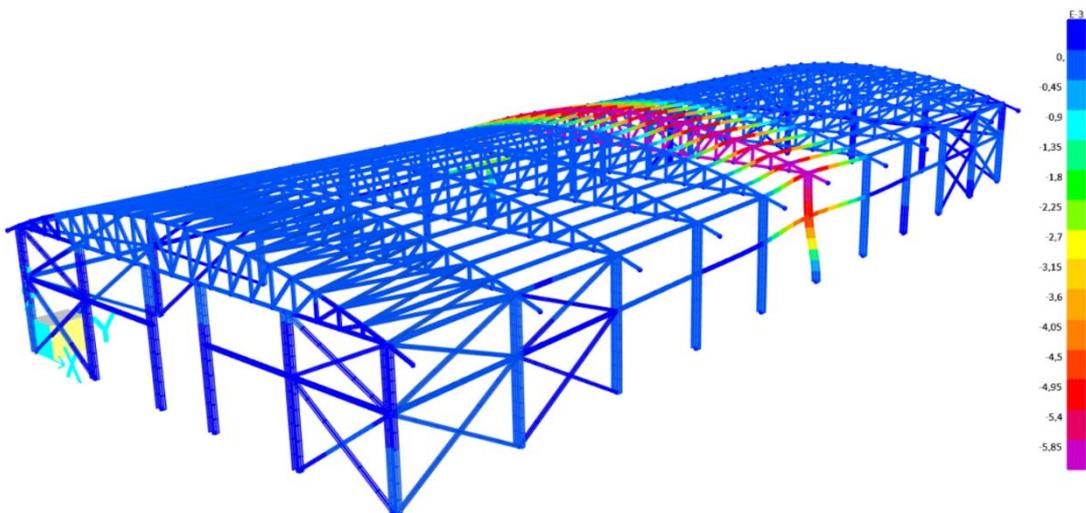


Figure 3.18. Déformation des éléments structuraux due à l'application de la charge de choc sur le poteau 6 (Vue latérale droite)

Les figures 3.18 et 3.19 montrent qu'un choc de véhicule sur le poteau 6 impacte les éléments avoisinant par des déformations considérables tandis que l'impact sur le reste de la structure est moindre. Il est constaté une déformation moins sévère du poteau 6 comparée à celle du poteau 1 quand il était soumis à la même charge ; seulement, cette déformation qui semble moins sévère est couplée de déplacements considérables des éléments structuraux qui constituent le portique N°6. L'on note en effet un déplacement de -5 mm au niveau de la jonction entre le poteau 6 et les poutres basses et un déplacement de -6,1 mm au niveau de la jonction entre ce même poteau et la ferme. L'ensemble du portique 6 étant affecté, comme le montre la figure 3.20, des déplacements au niveau de la ferme et du second poteau de ce portique sont également relevés.

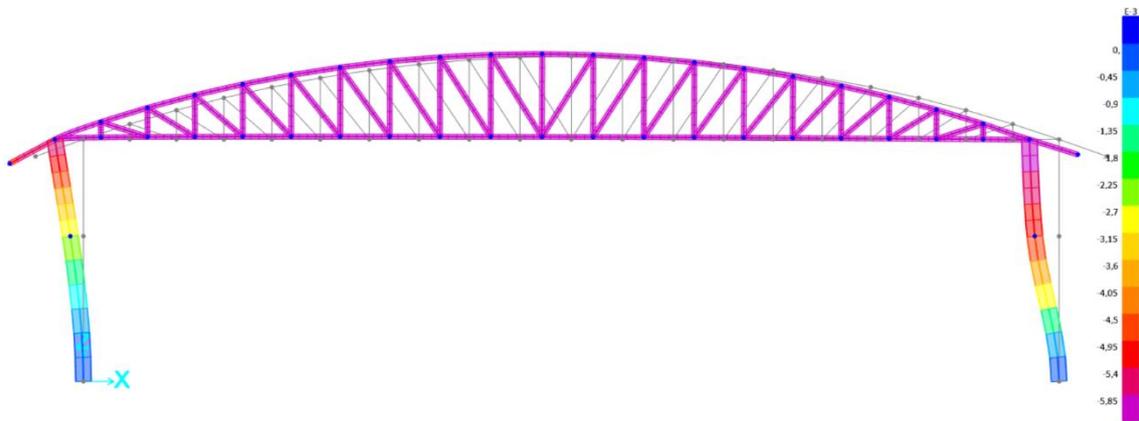


Figure 3.20. Effet du choc de véhicule, appliqué au poteau 6, sur tout le portique N°6

Les déplacements dans la ferme varient de 5,9 mm à 6 mm, tandis que le déplacement au niveau de la jonction entre le poteau gauche et la ferme est de 5,85 mm (dans le sens d'application de la force) et une rotation de 0,00153 radians autour de l'axe y.

3.5. Modélisation MEF des assemblages

Les différentes connexions et leurs éléments constitutifs ont été modélisés dans Abaqus/CAE et la procédure détaillée de cette modélisation sera présentée dans cette section. Le logiciel étant sans unité, les dimensions utilisées doivent être cohérentes et à cet effet, les unités utilisées dans tous les modèles sont le millimètre (mm) pour la longueur, le kilogramme (kg) pour la masse et le newton (N) pour la force. L'étude étant basée sur les connexions au niveau de la ferme et pour réduire le temps de calcul, la ferme n'a pas été modélisée dans son entièreté et seuls les éléments des connexions choisies ont été modélisés. Au total, deux connexions ont été réalisées ; il s'agit notamment de la connexion entre le poteau et la ferme et de la connexion, dans la ferme, choisie à la section 3.3.4.1.

3.5.1. Modélisation des profilés en acier

Les profilés en acier ont été modélisés en tant que solides déformables 3D en utilisant la commande *create parts* dans le module « *Parts* ». Les trous sur certaines faces des profilés, réservés aux tiges des boulons, ont été réalisés à l'aide de la commande *create cut extrude*, en respectant la distance correspondante avec les bords de la plaque.

Après avoir dessiné la géométrie des éléments, le matériau acier S235 a été créé dans le module « *Property* » et à l'aide de la commande *create material*, dans laquelle toutes les propriétés présentées au tableau 3.35 ont été insérées. Ensuite, les instances possédant des trous ou des formes complexes ne pouvant être directement maillés, la commande *partition cell* a été utilisée pour les sectionner en différentes parties afin de faciliter le maillage avec des formes géométriques régulières. Les profilés ont été maillés à l'aide d'éléments hexagonaux puis, dans l'onglet *Mesh Control*, deux principales techniques de contrôle du maillage ont été utilisées, respectivement aux moyens des commandes *sweep* pour les parties proches des trous de boulons et celles courbes et *structured* pour les autres parties. Les résultats de la modélisation des profilés sont présentés aux figures 3.21 et 3.22.

Tableau 3.35. Propriétés utilisées pour l'acier S235

Propriétés	Valeurs		Unités
Densité	7.85E-06		Kg/mm ³
Propriétés élastiques			
Module d'élasticité	210 000		N/mm ²
Coefficient de Poisson	0.3		–
Propriétés plastiques			
Limites d'élasticité	235	360	N/mm ²
Déformation plastique	0	0.0018	–

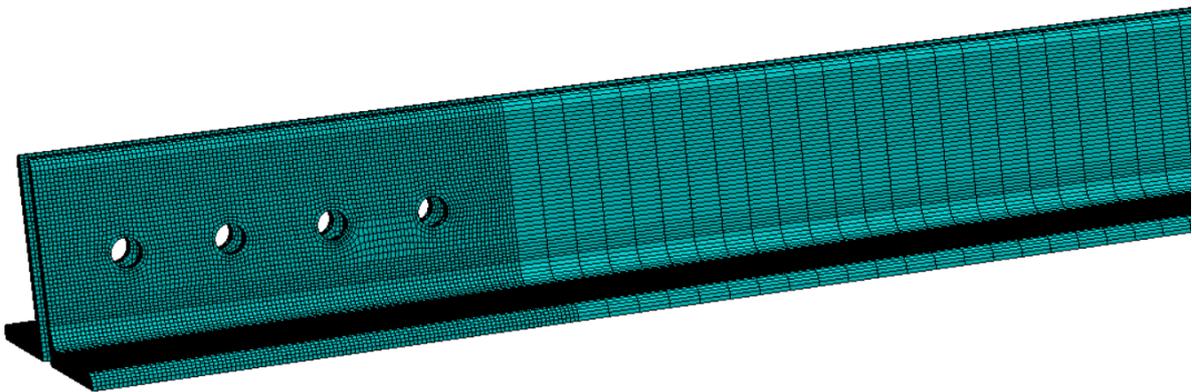


Figure 3.21. Modèle MEF des poutres de section 2L100×100×8

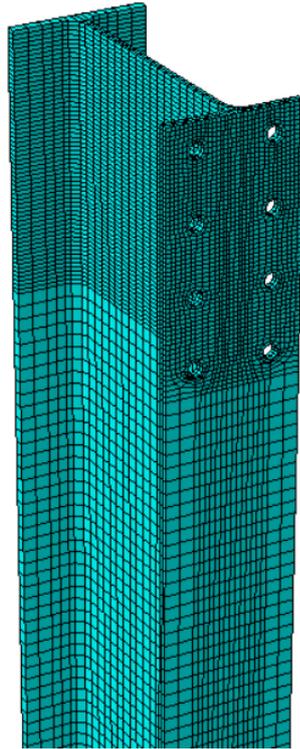


Figure 3.22. Modèle MEF des poteaux en IPE 330

3.5.2. Modélisation des plaques

Chaque plaque a été modélisée en tant que solide déformable 3D en utilisant la commande *create parts* dans le module « *Parts* ». Les trous au niveau des plaques, réservés aux tiges des boulons, ont été réalisés à l'aide de la commande *cut extrude*.

Après avoir dessiné la géométrie des différentes sections de plaque, le matériau acier S355 a été créé dans le module « *Property* » et à l'aide de la commande *create material*, dans laquelle toutes les propriétés présentées au tableau 3.36 ont été insérées. Les plaques ont été maillées à l'aide d'éléments hexagonaux et la technique de balayage a été utilisée pour le contrôle du maillage. Les résultats de la modélisation sont présentés aux figures 3.23, 3.24 et 3.25.

Tableau 3.36. Propriétés utilisées pour l'acier S355

Propriétés	Valeurs		Unités
Densité	7.85E-06		Kg/mm ³
Propriétés élastiques			
Module d'élasticité	210 000		N/mm ²
Coefficient de Poisson	0.3		–
Propriétés plastiques			
Limites d'élasticité	355	510	N/mm ²
Déformation plastique	0	0.0025	–

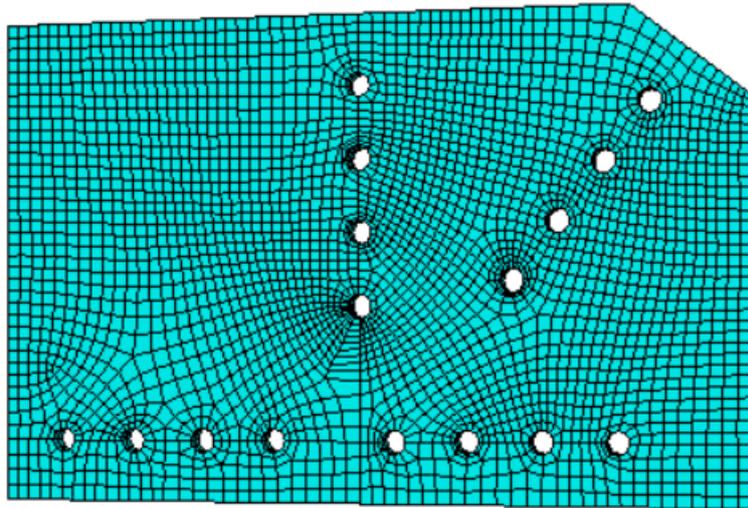


Figure 3.23. Modélisation MEF de la plaque de gousset de la connexion sélectionnée dans la ferme

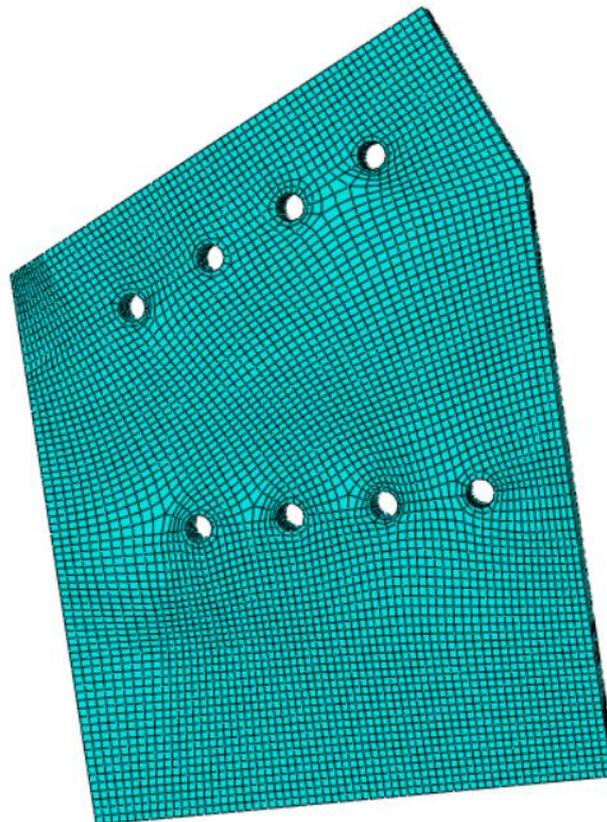


Figure 3.24. Modélisation MEF de la plaque de gousset de la connexion poteau-ferme

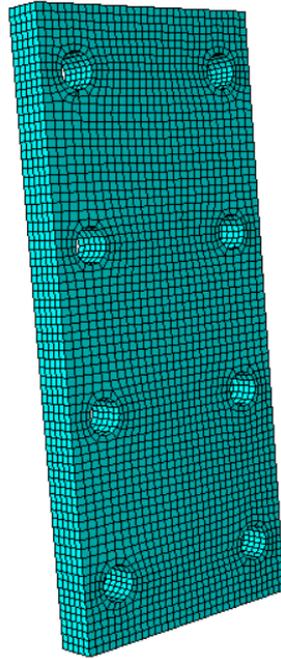


Figure 3.25. Modélisation MEF de la plaque d’extrémité de la connexion poteau-ferme

3.5.3. Modélisation des boulons

Les boulons ont été modélisés en tant que solide déformable 3D et de type extrusion. Pour éviter de nombreux éléments pouvant entraîner un maillage complexe et un temps de calcul plus long, les tiges et les écrous des boulons ont été modélisés comme un seul élément. Puis, les boulons ont été partitionnés en 3 en utilisant la commande “*partition cell using datum plane*”. Dans le module des propriétés, les paramètres de classe de boulon 10.9 présentés dans le tableau 3.37 ont été utilisés.

Les boulons ont également été maillés à l’aide d’éléments hexagonaux et le contrôle de leur maillage s’est fait à l’aide de la technique de balayage et de l’algorithme de l’axe médian choisis dans l’onglet *assign mesh controls*. Les résultats de la modélisation des boulons des différentes connexions sont présentés aux figures 3.26, 3.27 et 3.28.

Tableau 3.37. Propriétés utilisées pour les boulons de classe 10.9

Propriétés	Valeurs		Unités
Densité	7.85E-06		Kg/mm ³
Propriétés élastiques			
Module d’élasticité	210 000		N/mm ²
Coefficient de Poisson	0.3		–
Propriétés plastiques			
Limites d'élasticité	900	1000	N/mm ²
Déformation plastique	0	0.0025	–

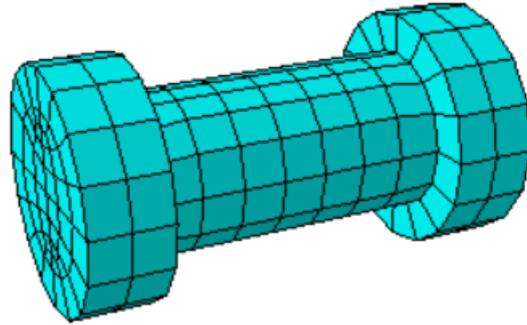


Figure 3.26. Modèle MEF de boulons M20

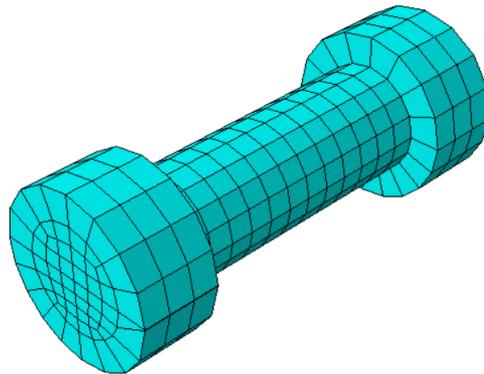


Figure 3.27. Modèle MEF de boulons M14

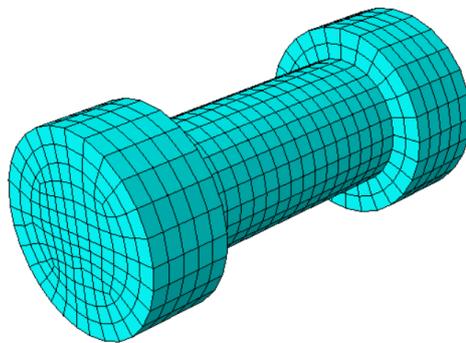


Figure 3.28. Modèle MEF de boulons M16

3.5.4. Assemblage des instances

Une fois toutes les pièces créées et les propriétés des sections attribuées, celles-ci doivent être assemblées. Cela est rendu possible grâce au module « *Assembly* » dans lequel sont créées des instances à partir de chaque pièce et ce sont ces instances qui sont reconnues par le logiciel pour être assemblées. Chaque instance est positionnée correctement à l'aide des outils de contrôle tels que la rotation, la translation, la symétrie etc. Les résultats de la modélisation des connexions sont illustrés par les figures 3.29 et 3.30.

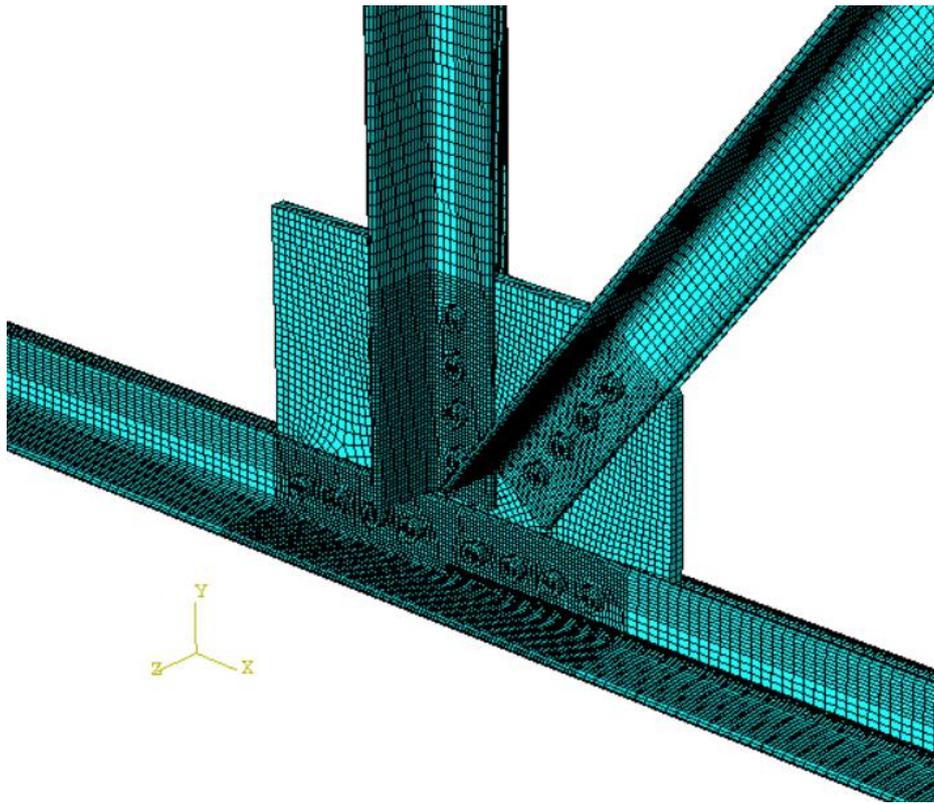


Figure 3.29. Modèle MEF de la connexion dans la ferme

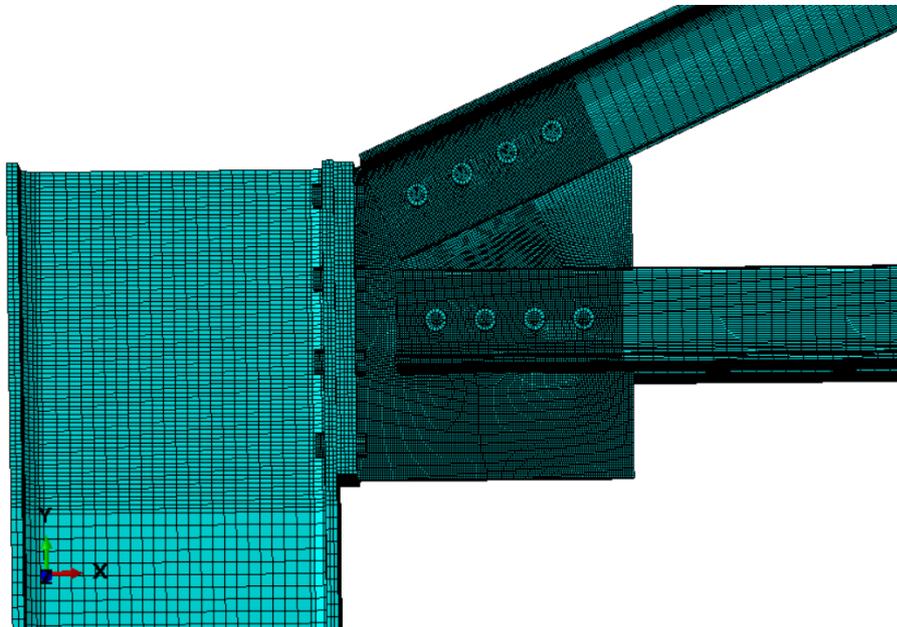


Figure 3.30. Modèle MEF de la connexion poteau-ferme

3.5.5. Définition du type de calcul

Les critères de calcul ont été définis dans le module « *Step* ». La procédure générale statique, très connue dans le solveur Abaqus/standard, et utilisée pour simuler des problèmes statiques linéaires, non linéaires et quasi statiques, a été choisie pour cette étude. Une période de temps de 1 a été utilisée, le nombre maximum d'incrémenta a été fixé à 100000, avec une taille d'incrément initiale de 0,1 et un minimum de 1E-10. Pour ces modèles, deux étapes ont été créées, l'étape initiale et l'étape de chargement.

3.5.6. Définition des interactions

C'est l'une des étapes les plus importantes de la partie modélisation. En effet, toutes les instances qui entrent en contact doivent être précisées dans le logiciel sinon tous les résultats seront faussés. Deux types d'interactions ont été utilisés dont :

- Un contact général, qui a été utilisé dès l'étape initial pour modéliser l'interaction entre tous les éléments de l'assemblage. Les propriétés d'interaction définies pour ce contact comprennent une méthode de pénalité pour le comportement mécanique avec un coefficient de friction de 0.2 et un contact dur comme surfermeture de pression pour caractériser le comportement normal.
- Les contraintes d'attache, qui ont été utilisées pour simuler les soudures dans le modèle. Pour ce faire, il a été choisi une surface principale (*master surface*) et une surface qui lui est dépendante (*slave surface*). Il est important de relever que de préférence, la surface principale doit être plus rigide et la surface esclave doit posséder un maillage plus fin.

Au niveau de l'interaction entre le boulon et le trou du boulon, il y a généralement un chevauchement des deux géométries lorsqu'elles entrent en contact. Ce phénomène est appelé surfermeture et si la surfermeture est importante, il y aura de fortes concentrations de contraintes dans cette région. Pour s'en débarrasser, le maillage a été affiné au niveau de ces régions de contact.

3.5.7. Chargements et conditions aux limites

Le module « *Load* » a servi à la définition et l'application des charges et des conditions aux limites sur les modèles de connexion. Les types de conditions aux limites adoptés ont été l'encastrement et l'articulation goupillée.

En ce qui concerne le chargement, les charges de conception ont d'abord été appliquées pour comparer les contraintes obtenues dans Abaqus aux contraintes limites des éléments et statuer ainsi sur la stabilité des connexions ou de la structure. Ces charges ont été appliquées sous forme de charges de pression dans le logiciel et leurs valeurs ont été obtenues en divisant les charges ponctuelles par l'aire des surfaces sur lesquelles elles ont été appliquées.

Les valeurs des charges appliquées au niveau de la connexion choisie dans la ferme étaient respectivement de $93,29 \text{ N/mm}^2$ et $94,92 \text{ N/mm}^2$ pour les membrures horizontales droite et gauche en tension, de $2,47 \text{ N/mm}^2$ pour la diagonale en tension et de $1,61 \text{ N/mm}^2$ pour le montant comprimé. Des articulations goupillées ont été placées aux extrémités des poutres horizontales pour simuler leur jonction avec les autres membrures horizontales qui arrivent aux poteaux. La figure 3.31 illustre les conditions aux limites et les charges appliquées sur cette connexion.

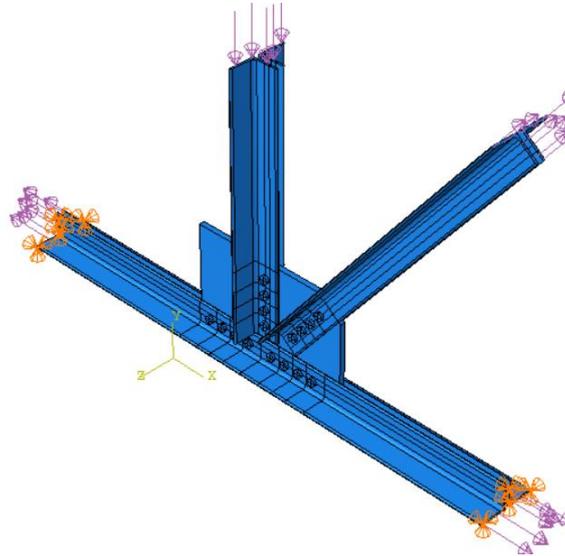


Figure 3.31. Chargement et conditions aux limites de la connexion dans la ferme

Les valeurs des charges appliquées au niveau de la connexion entre la ferme et le poteau étaient respectivement de $50,87 \text{ N/mm}^2$ pour la membrure supérieure en compression, de $39,83 \text{ N/mm}^2$ pour la membrure inférieure en traction, de $18,5 \text{ N/mm}^2$ pour la contrainte de cisaillement dans la plaque d'extrémité avec le moment correspondant. La base du poteau a été encastree. La figure 3.32 illustre les conditions aux limites et les charges appliquées sur cette connexion.

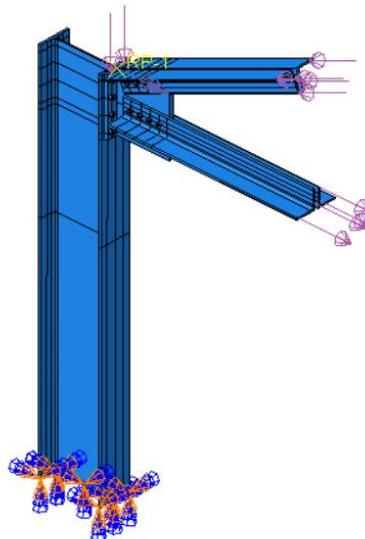


Figure 3.32. Chargement et conditions aux limites dans la connexion poteau-ferme

Une fois toutes les modélisations terminées et les chargements effectués, une première analyse statique de la structure, soumise aux charges statiques de conception, a été lancée à l'aide de la commande *submitted* dans le module « *Job* ». Les résultats de celle-ci sont présentés et commentés à la section 3.6.

Après cette première analyse, une seconde a été effectuée en considérant cette fois-ci que la structure est soumise à un choc accidentel dont la valeur de la charge statique équivalente est de 75kN. Cette seconde analyse avait pour objectif principal d'observer les effets du choc au niveau des assemblages et de ressortir les mécanismes de déformations ou même de ruine de ceux-ci. Les résultats de celle-ci sont également présentés et commentés à la section 3.6.

3.6. Résultats numériques de l'analyse MEF

Les résultats de la première et de la seconde analyse seront présentés à tour de rôle pour les deux assemblages ou connexions sus modélisés.

3.6.1. Résultats de la première analyse de la connexion dans la ferme

Une fois l'analyse sous chargement statique de la connexion dans la ferme terminée, la répartition des contraintes au niveau des différents éléments connectés dont les boulons, la plaque et les profilés, peut être observée. La légende placée à gauche sur les figures 3.33, 3.34, 3.35, 3.36 et 3.37 montre les valeurs des contraintes dans les éléments, allant de la contrainte minimale à la contrainte maximale. Ces valeurs sont comparées aux contraintes limites de chaque matériau dans le tableau 3.38.

Au niveau des boulons, une valeur de cisaillement maximale de 33,65 N/mm² a été obtenue. Cette valeur est bien inférieure à la valeur limite de 900 N/mm² utilisée pour la conception de l'assemblage.

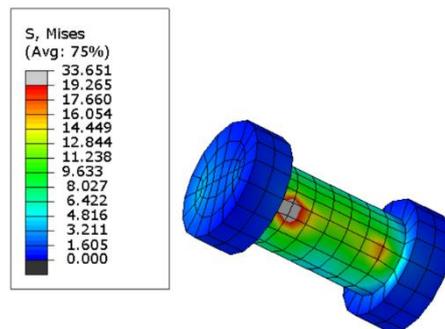


Figure 3.33. Contraintes dans les boulons de la connexion dans la ferme

Au niveau de la diagonale, une contrainte maximale de 56,07 N/mm² a été obtenue. Cette valeur est inférieure à la contrainte limite des profilés qui était de 235 N/mm².

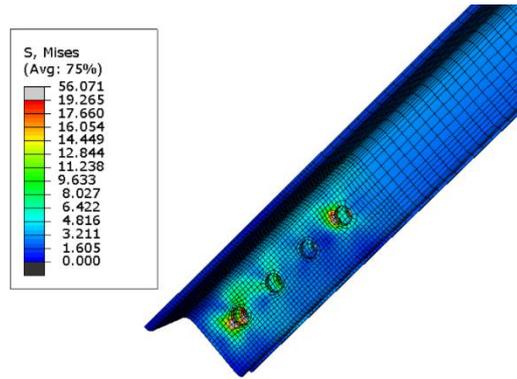


Figure 3.34. Contraintes au niveau de la diagonale de la ferme

Au niveau du montant, une contrainte maximale de 48,12 N/mm² a été obtenue. Cette valeur est bien inférieure à la contrainte limite des profilés qui était de 235 N/mm².

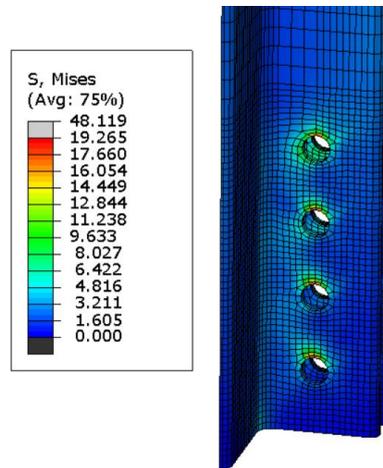


Figure 3.35. Contraintes dans le montant de la ferme

Au niveau des membrures horizontales, une contrainte maximale de 34,90 N/mm² a été obtenue. Cette valeur est bien inférieure à la contrainte limite des profilés qui était de 235 N/mm².

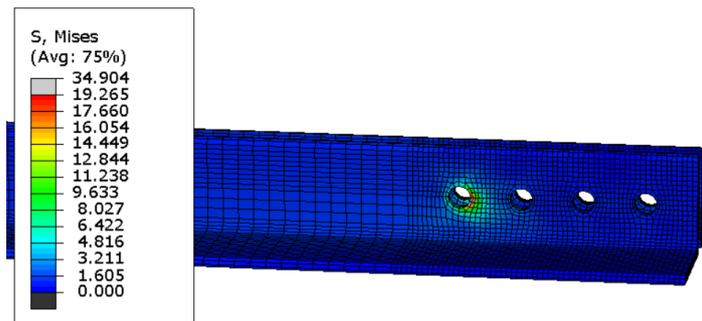


Figure 3.36. Contraintes dans la membrure horizontale de la ferme

Au niveau de la plaque de gousset, une contrainte maximale de 19,27 N/mm² a été obtenue. Cette valeur est bien inférieure à la contrainte limite qui était de 355 N/mm².

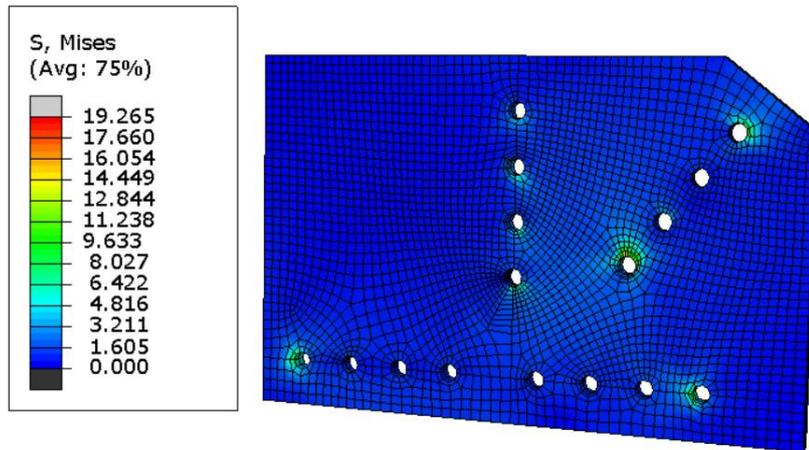


Figure 3.37. Contraintes dans la plaque d'attache de la connexion dans la ferme

Tableau 3.38. Comparaison des contraintes dans chaque élément de la connexion dans la ferme

Éléments	Contraintes de Von Mises (N/mm ²)	Limites d'élasticité (N/mm ²)
Boulons	33,65	900
Diagonale	56,07	235
Montant	48,12	235
Membrure inférieure	34,90	235
Plaque de gousset	19,27	355

Il est constaté à partir du tableau 3.38 que les valeurs maximales des contraintes obtenues dans chaque élément de la connexion sont bien inférieures aux valeurs limites utilisées lors de la conception. De ce fait, il n'y a pas de défaillance et l'on peut conclure que la connexion est statiquement stable donc le dimensionnement a été correctement effectué.

3.6.2. Résultats de la première analyse de la connexion poteau-ferme

Une fois l'analyse sous chargement statique de la connexion poteau-ferme terminée, la répartition des contraintes au niveau des différents éléments connectés dont les boulons, la plaque et les profilés, peut être observée. Tout comme précédemment, la légende placée à gauche sur les figures 3.38, 3.39, 3.40, 3.41, 3.42 et 3.43 montre les valeurs des contraintes dans les éléments, allant de la contrainte minimale à la contrainte maximale. Ces valeurs sont comparées aux contraintes limites de chaque matériau dans le tableau 3.39.

Au niveau des boulons, une valeur de cisaillement maximale de $355,38 \text{ N/mm}^2$ a été obtenue. Cette valeur est bien inférieure à la valeur limite de 900 N/mm^2 utilisée pour la conception de l'assemblage.

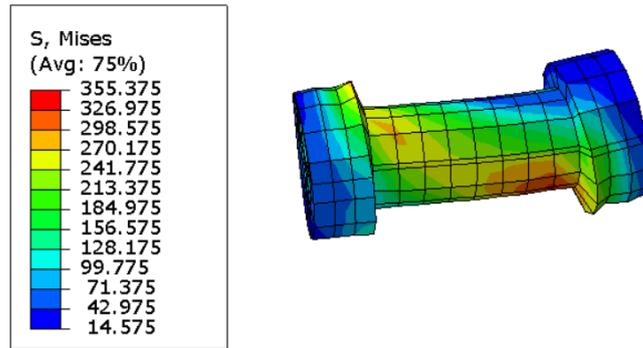


Figure 3.38. Contraintes dans les boulons de la connexion poteau - ferme $355,38 \text{ N/mm}^2$ a été obtenue. Cette valeur est inférieure à la contrainte limite des profilés qui était de 235 N/mm^2 .

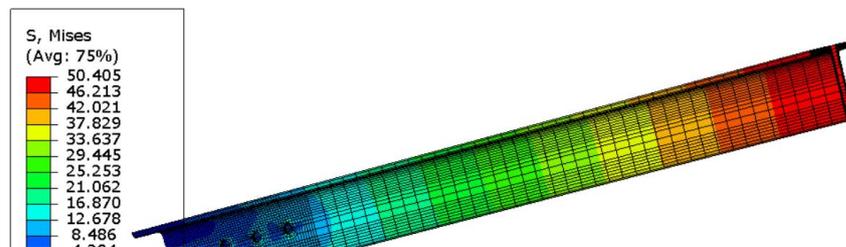


Figure 3.39. Contraintes dans la membrure supérieure de la connexion poteau-ferme

Au niveau de la membrure inférieure horizontale, une contrainte maximale de $39,45 \text{ N/mm}^2$ a été obtenue. Cette valeur est bien inférieure à la contrainte limite des profilés qui était de 235 N/mm^2 .

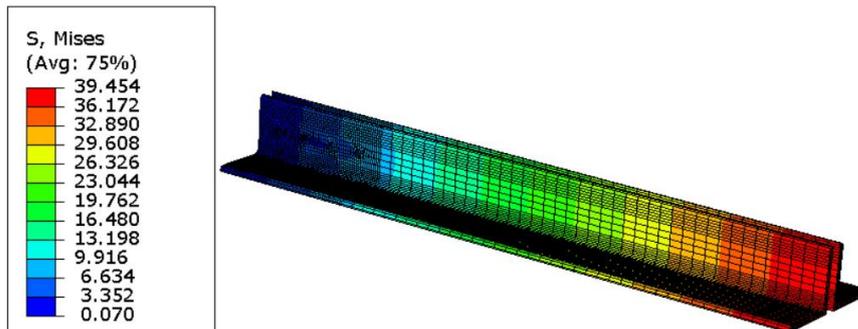


Figure 3.40. Contraintes dans la membrure inférieure de la connexion poteau-ferme

Au niveau de la plaque de gousset, une contrainte maximale de $2,54 \text{ N/mm}^2$ a été obtenue. Cette valeur est bien inférieure à la contrainte limite qui était de 355 N/mm^2 .

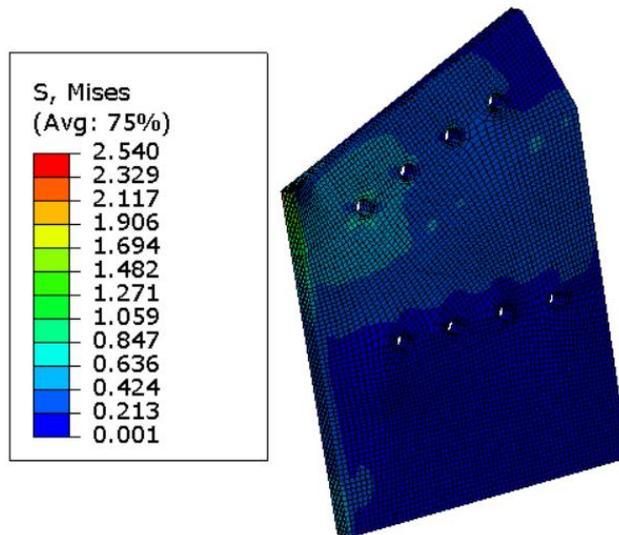


Figure 3.41. Contraintes dans la plaque de gousset de la connexion poteau-ferme

Au niveau de la plaque d'extrémité, une contrainte maximale de 222,7 N/mm² a été obtenue. Cette valeur est également inférieure à la contrainte limite qui était de 355 N/mm².

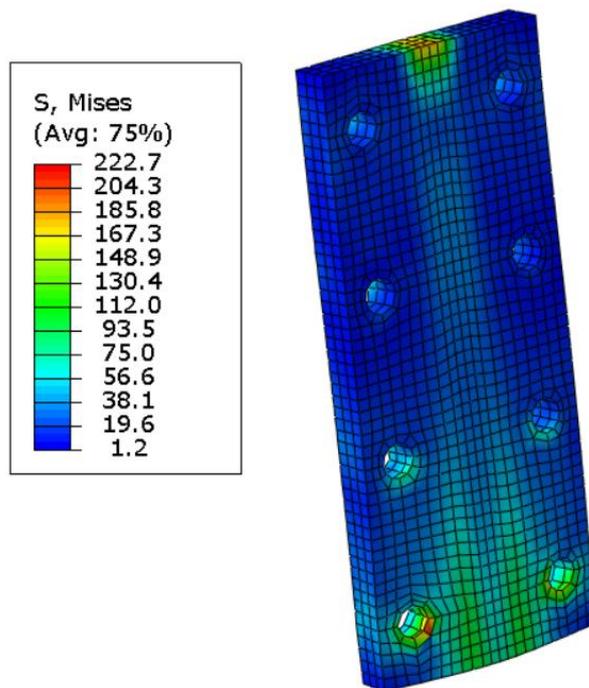


Figure 3.42. Contraintes dans la plaque d'extrémité de la connexion poteau-ferme

Au niveau du poteau, une contrainte maximale de 233,5 N/mm² a été obtenue. Cette valeur est inférieure à la contrainte limite des profilés qui était de 235 N/mm².

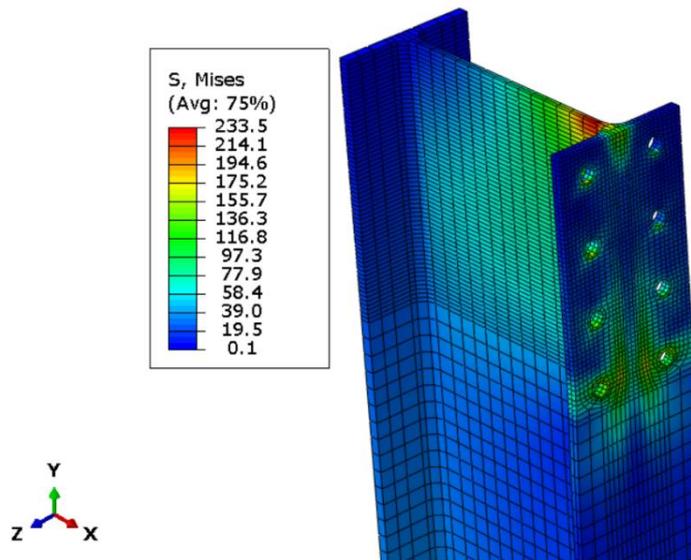


Figure 3.43. Distribution des contraintes dans le poteau

Tableau 3.39. Comparaison des contraintes dans chaque élément de la connexion poteau-ferme

Éléments	Contraintes de Von Mises (N/mm ²)	Limites d'élasticité (N/mm ²)
Boulons	355,38	900
Membrure supérieure	50,41	235
Membrure inférieure	39,45	235
Plaque d'attache	2,54	355
Plaque d'extrémité	222,7	355
Poteau	233,5	235

Il est constaté à partir du tableau 3.39 que les valeurs maximales des contraintes obtenues dans chaque élément de la connexion poteau-ferme sont bien inférieures aux limites d'élasticités utilisées lors de la conception. De ce fait, tout comme à la connexion précédente, il n'y a pas de défaillance et l'on peut conclure que la connexion est statiquement stable donc le dimensionnement a été correctement effectué.

3.6.3. Résultats de la seconde analyse pour la connexion dans la ferme

Comme mentionné plus haut, une fois rassuré de la stabilité de cette connexion, les déplacements résultant de l'effet du choc sur le portique N°6 de la structure ont été appliqués aux éléments de la connexion en respectant les valeurs relevées dans SAP2000. Pour ce faire, les conditions aux limites et charges initiales ont été retirées et l'extrémité de la membrure inférieure gauche a été supposée articulée. Ensuite, les déplacements de 5,98 mm, 5,99 mm et 6,07 mm ont été appliqués aux extrémités des autres éléments allant respectivement du montant à la membrure inférieure droite. De nouvelles distributions de contraintes ont donc été obtenues et sont présentées aux figures 3.44 à 3.48.

Au niveau des boulons, la contrainte maximale obtenue cette fois ci était de 1000 N/mm². Cette valeur est bien supérieure à la contrainte limite et pratiquement égale à la contrainte ultime utilisée pour les boulons, ce qui expliquerait tout à fait les grandes déformations plastiques observées. Ici, les boulons cèdent, leur résistance au cisaillement est dépassée suite à un effet de traction élevée dans la plaque ayant engendré des phénomènes de striction et de grandes déformations dans ceux-ci.

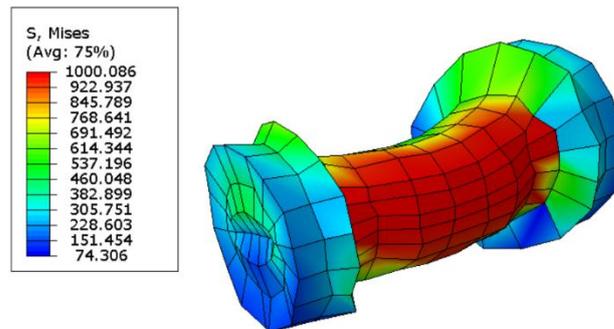


Figure 3.44. Défaillance des boulons dans la connexion de ferme

Au niveau du montant initialement en compression dans l'assemblage, la contrainte maximale obtenue était de 286,43 N/mm². Cette valeur est supérieure à la contrainte limite qui était de 235 N/mm², le montant est donc soumis à des déformations plastiques majoritairement localisées à son extrémité.

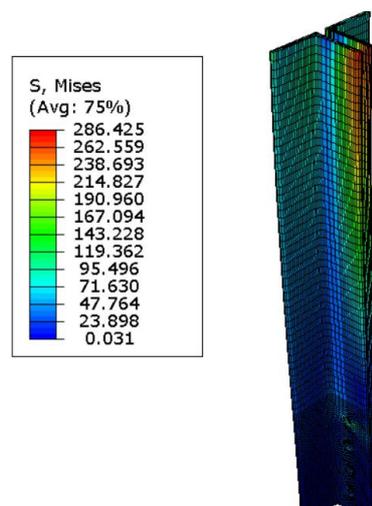


Figure 3.45. Déformation plastique du montant dans la connexion de ferme

Au niveau de la diagonale et de la membrure inférieure initialement en tension dans l'assemblage, les contraintes maximales obtenues étaient respectivement de 360,03 N/mm² et de 360,04 N/mm². Ces valeurs sont pratiquement égales à la contrainte ultime admissible mais sans considérablement la dépasser ; ces éléments subissent ainsi d'importantes déformations plastiques et sont à la limite de la rupture qui débutera au niveau des trous de boulons avant de se propager par la suite dans le reste de leur portion comme le montre les figures 3.46 et 3.47.

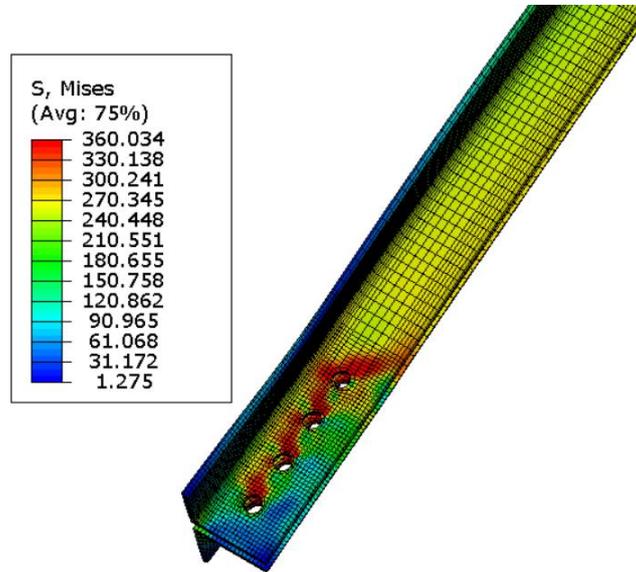


Figure 3.46. Défaillance de la diagonale dans la connexion de ferme

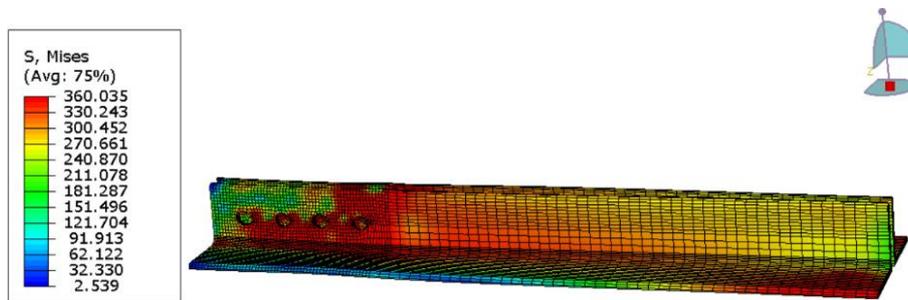


Figure 3.47. Défaillance de la membrure inférieure dans la connexion de ferme

Au niveau de la plaque de gousset, la valeur maximale de contrainte obtenue était de 507,75 N/mm². Cette valeur est supérieure à la contrainte limite mais inférieure à celle ultime qui était de 510 N/mm². La plaque subit donc d'importantes déformations plastiques qui sont plus intenses dans les zones en tension et encore plus au niveau des trous, tel qu'observé à la figure 3.48.

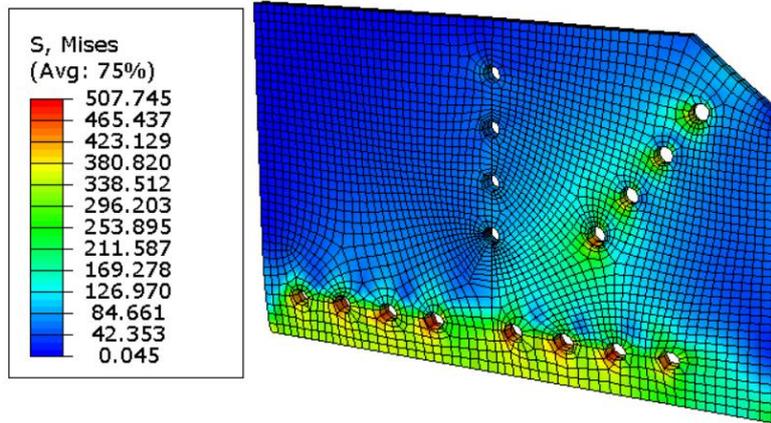


Figure 3.48. Déformation plastique de la plaque de gousset

Les valeurs des différentes contraintes obtenues, après imposition des déplacements, dans chacun des composants peuvent être résumées dans le tableau 3.40.

Tableau 3.40. . Comparaison des contraintes dans chaque élément de la connexion dans la ferme après application des déplacements

Éléments	Contraintes de Von Mises (N/mm ²)	Limites d'élasticité (N/mm ²)
Boulons	1000	900
Diagonale	360,03	235
Montant	286,43	235
Membrure inférieure	360,04	235
Plaque d'attache	507,75	355

3.6.4. Résultats de la seconde analyse pour la connexion poteau-ferme

Une fois s'être rassuré de la stabilité de cette connexion à l'aide de la première analyse, les déplacements résultant de l'effet du choc sur le portique N°6 de la structure ont été appliqués aux éléments de la connexion en respectant les valeurs relevées dans SAP2000. Le processus a été le même que précédemment et la base du poteau a été maintenue encastree. Ensuite, des déplacements de 5,95 mm et 5,88 mm ont respectivement été appliqués aux extrémités de la membrure supérieure et inférieure de ferme. Pour reproduire fidèlement l'effet dû au choc sur le portique, un déplacement de 2,68 mm et une rotation de 0,00147 radian autour de l'axe z ont été appliqués à une hauteur de 3m sur le poteau, tel qu'observé dans SAP2000. De nouvelles distributions de contraintes ont ainsi été obtenues et sont présentées aux figures 3.49 à 3.54.

Au niveau des boulons, la contrainte maximale obtenue cette fois ci était de 943 N/mm². Ceux-ci subissent donc d'importantes déformations plastiques mais sans aucune rupture.

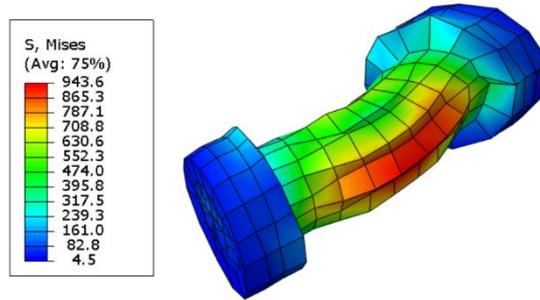


Figure 3.49. Déformation plastique des boulons dans la connexion poteau-ferme

Au niveau des membrures supérieure et inférieure, les contraintes maximales obtenues étaient de 360 N/mm² pour les deux. Ces valeurs sont égales à la contrainte ultime admissible, mais ne la dépassant pas, celles-ci subissent juste d'importantes déformations plastiques et sont à la limite de la rupture qui débutera au niveau des trous de boulons avant de se propager par la suite dans le reste de leur portion tel qu'illustré aux figures 3.50 et 3.51.

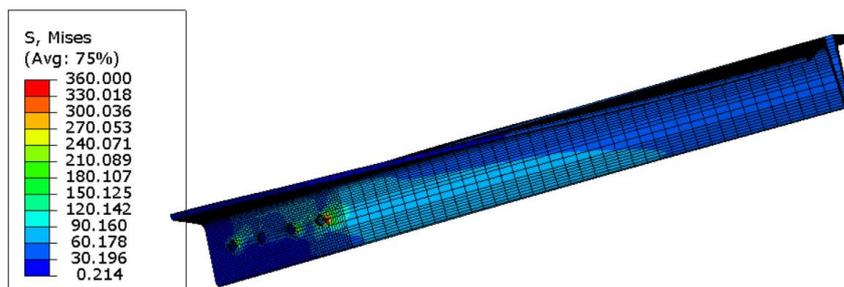


Figure 3.50. Défaillance de la membrure supérieure dans la connexion poteau-ferme

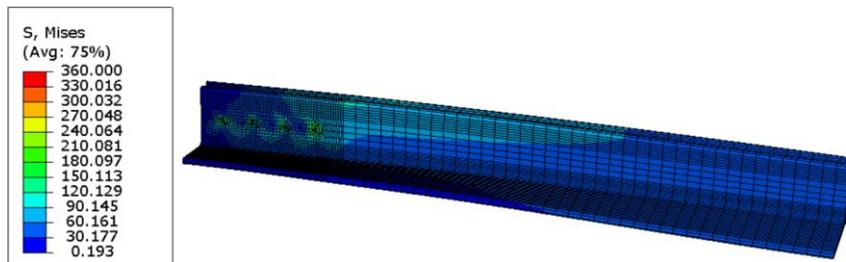


Figure 3.51. Défaillance de la membrure inférieure dans la connexion poteau-ferme

Au niveau de la plaque d'attache ou de liaison, la valeur maximale de contrainte obtenue était de 490 N/mm². Cette valeur est supérieure à la contrainte limite mais inférieure à celle ultime qui était de 510 N/mm². La plaque subit donc des déformations plastiques et est susceptible de rompre près des trous de boulons.

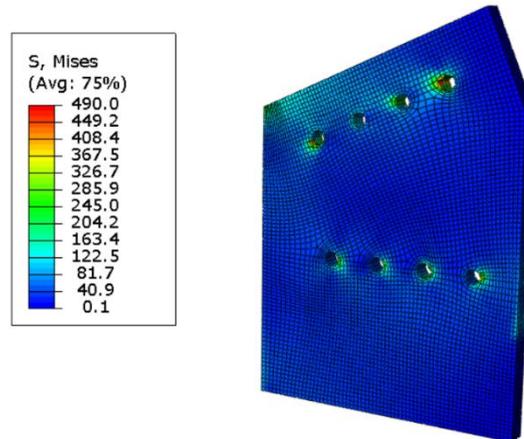


Figure 3.52. Déformation plastique de la plaque de gousset dans la connexion poteau-ferme

Au niveau de la plaque d'extrémité, la valeur maximale de contrainte obtenue était de 243,45 N/mm². Cette valeur est inférieure à la contrainte limite qui était de 355 N/mm². La plaque subit donc juste des déformations élastiques et n'est pas prête de se rompre. Toutefois, il est important de relever que la valeur maximale de la contrainte étant localisée au niveau des trous sur la plaque, celle-ci risquerait de rompre à ce niveau-là sous l'action d'un plus grand déplacement et donc d'une plus grande force de choc.

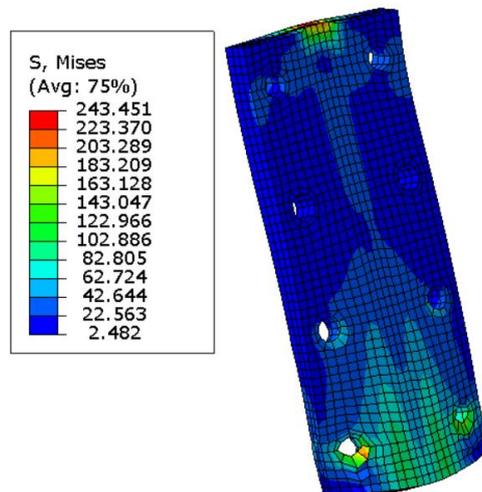


Figure 3.53. Déformation de la plaque d'extrémité dans la connexion poteau-ferme

Au niveau du poteau, la valeur maximale de contrainte obtenue était de 295,92 N/mm². Cette valeur est supérieure à la valeur limite qui était de 235 N/mm². Le poteau est donc soumis à des déformations plastiques qui sont accentuées au niveau des rangées de trous de boulons. Une amplification des déformations près de ces trous conduirait à une rupture de ce dernier.

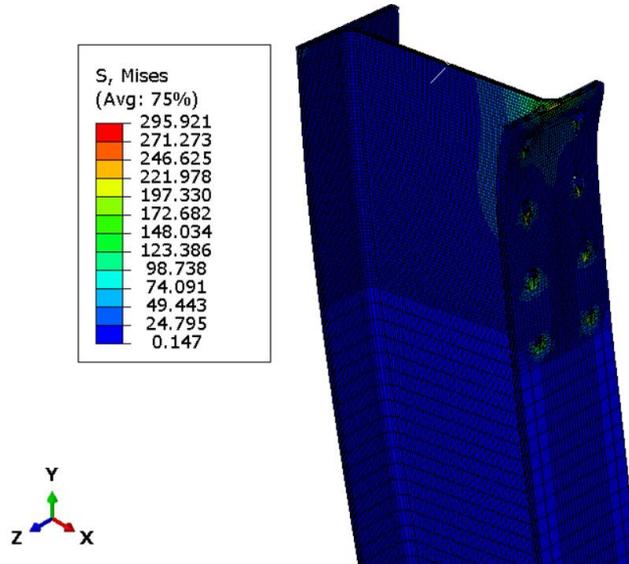


Figure 3.54. Déformation plastique du poteau

Le tableau 3.41 résume les valeurs des différentes contraintes obtenues dans chacun des composants suite aux déplacements appliqués.

Tableau 3.41. Comparaison des contraintes dans chaque élément de la connexion poteau-ferme après application des déplacements

Éléments	Contraintes de Von Mises (N/mm ²)	Limites d'élasticité (N/mm ²)
Boulons	943,6	900
Membrure supérieure	360	235
Membrure inférieure	360	235
Plaque d'attache	490	355
Plaque d'extrémité	243,45	355
Poteau	267,09	235

Conclusion

Ce chapitre était axé sur la mise en application des procédures élaborées au chapitre 2 en vue de la conception du hangar métallique soumis à cette étude, ainsi que de l'analyse numérique des connexions de la ferme. Pour ce faire, la structure a tout d'abord été modélisée dans SAP2000 où les sollicitations de calcul, utilisés pour la conception des éléments structuraux et des connexions, ont été relevées. Les vérifications des sections de tous ces éléments ont conduit à conclure que la structure était stable. Ensuite deux scénarios d'application d'une charge équivalente de choc de véhicule sur la structure ont été réalisés et l'effet global a été observé ; il a été constaté que la présence des systèmes de contreventement bloque les éventuels déplacements provoqués par les forces latérales sur la structure. En outre, les mécanismes de déformations des poteaux ont pu être observés mais pas ceux des connexions. Une analyse locale au niveau des connexions s'est donc avérée nécessaire et à cet effet, deux connexions de ferme ont été choisies et modélisées dans Abaqus/CAE où elles ont été soumises à une première analyse statique pour s'assurer de la corrélation avec les résultats obtenus à l'aide de SAP2000 c'est-à-dire de leur stabilité. Par la suite, une seconde analyse a été effectuée en tenant compte des déplacements engendrés dans la ferme par le choc ainsi que de la non-linéarité du matériau acier et les mécanismes de déformations et de ruine éventuelle ont ainsi été identifiés.

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

Parvenu au terme de ce travail qui consistait en l'étude du comportement des assemblages ou connexions dans une structure réticulaire à travers une modélisation 3D, suivie d'une analyse numérique de ceux-ci basée sur la méthode des éléments finis, il est rappelé que la mise en application s'est faite en considérant la ferme de charpente d'un hangar métallique en projet de construction dans la ville d'Edéa au Cameroun. Tout d'abord, un état de l'art sur les concepts phares autour desquels s'articulait cette étude a été présenté afin d'acquérir une certaine connaissance des études antérieures menées et une certaine compréhension du travail qui devait être effectué. Ensuite, un cheminement clé, détaillant les procédures d'analyse et de conception du hangar suivant la norme des Eurocodes, les développements matriciels utilisés par le logiciel d'éléments finis pour résoudre les structures en treillis telles que les fermes, ainsi que les procédures de modélisation et d'analyse des connexions dans le logiciel Abaqus/CAE, a été présenté. Enfin, après la mise en application de toutes ces procédures, les résultats des différentes analyses ont été présentés et interprétés.

Il en ressort des différents résultats des analyses qu'avec les sections de ses éléments structuraux et les propriétés de ses connexions, la structure est stable et donc capable de résister aux charges statiques de conception auxquelles elle est soumise. Toutefois, suite à une incidence ou une action accidentelle tel qu'un choc de véhicule, celle-ci pourrait se voir perdre sa stabilité. En effet, il a été démontré que l'effet du choc sur la structure dans une zone non contreventée endommage non seulement le poteau sur lequel il y a collision, mais également les éléments structuraux environnant surtout ceux qui lui sont directement connectés. C'est ainsi que la ferme étant directement liée au poteau, s'est retrouvée affectée par des déplacements qui ont entraîné une instabilité dans les connexions de ses éléments et des mécanismes de ruine se sont développés. Les mécanismes relevés dans cette étude ont été entre autre :

- (1) Des déformations plastiques des sections brutes des éléments ;
- (2) Une rupture des éléments connectés près des trous de boulons ;
- (3) Une rupture par cisaillement des boulons, due à une traction élevée dans la plaque ;
- (4) Une défaillance et une rupture de la plaque près des trous due à une déformation excessive de ceux-ci.

Le sujet traité étant assez vaste, il a fallu limiter le champ de recherche pour ce travail. Toutefois, celui-ci ne peut être exempt d'imperfections dues soit à la non-réalisation de certaines analyses, soit à la non-prise en compte de certains facteurs. Tel est le cas par exemple du choix de la ferme d'un bâtiment en acier comme structure réticulaire ou encore de l'utilisation de la force statique équivalente de choc qui a été privilégiée par rapport à la force d'interaction dynamique qui aurait été plus adéquate et associée à une analyse dynamique de la structure après choc. Afin donc d'améliorer ou de compléter ce travail, les suggestions suivantes peuvent être faites, pour des études ultérieures, à savoir :

- L'étude des connexions dans les fermes de ponts par la méthode des éléments finis ;
- L'analyse dynamique des structures soumises à un choc accidentel de véhicule.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Adolf Ledebur (1895). *Manuel théorique et pratique de la métallurgie du fer, Tome I et Tome II, Librairie polytechnique Baudry et Cie éditeur.*
- B.A. Finlayson (1972). *The Method of Weighted Residuals and Variational Principles, Academic Press, New York.*
- Bou Chaaya, W. (2015). *Treillis de Warren et treillis spatial Wissam Bou Chaaya To cite this version : HAL Id : dumas-01200861 Mémoire Présenté Pour L ' obtention Du Diplôme D ' ingénieur EICnam Spécialité : Mécanique des structures Treillis De WARREN et Treillis Spatial Présen.*
- Bradley Stoughton, Ph.B., B.S. (1908). *The metallurgy of iron and steel, New York, McGraw-Hill Book Company p. 509 (lire en ligne [archive]), p. 100 et 123-124.*
- Bruneaux, M. A. (2004). *Durabilité des assemblages collés. PhD thesis, ENPC.*
- CETIM (2006). *Guide du Collage - Bureaux d'études et aide à la conception. Lavoisier.*
- Chataigner, S. (2008). *Conception et dimensionnement d'un ancrage de hauban plat en matériaux composites. PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et chaussées.*
- D. J. O. Brandt (8 août 1957). « *British steelmaking today and tomorrow* », *New Scientist*, vol. 2, no 38,, p. 14-17.
- Du, D., National, S., Entrepreneurs, D. E. S., De, C. D. E. T., & Structures, P. D. E. (2014). *Réparation et rénovation des structures métalliques.*
- EMPA (Dezember 1966). *Untersuchungsbericht Nr. 24'040 vom 30. Fallversuche an Elementen für Steinschlaggalerien, Strassenbauamt des Kantons Schwyz, Laboratoire fédéral d'essais des matériaux et Institut de recherches, Industrie, Génie Civil, Arts et Métiers – Dübendorf.*
- Eurocode 1 (Août 1998). *Base de calcul et actions sur les structures-Partie 2-7 : Action sur les structures-Actions accidentelles dues aux chocs et explosions.*
- Fish, J. (2007). *A First Course in Finite Elements.*
- Fuller R.B. (1961). *Tensegrity, Portfolio Artnews Annual, 4, 112-27.*
- Fuller R.B. (1962). *Tensile Integrity Structure, US PATENT 3.063.572.*
- Glulam. (2018). *Vol. 2. 2.*
- G. Reginald Bashforth (1951). *The manufacture of iron and steel, vol. 2 : Steel production, Londres, Chapman & Hall Ltd, p. 461.*

- Hirshhorn Museum & Sculpture Garden (2008). *"Needle Tower, (sculpture)". Inventories of American Painting and Sculpture. Smithsonian. Retrieved 7 January 2010.*
- HUNS B., GRONDIN G., DRIVER R. (2006). « *Tension and shear block failure of bolted gusset plates* », *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 33, p. 395–408.
- Kinloch, A. J. (1987). *Adhesion and Adhesives : Science and Technology. Chapman and Hall.*
- L.F. Richardson (1910). *The approximate arithmetical solution by finite differences of physical problems, Trans. R. Soc. (Lond.) A 210, 307–357.*
- Louis Colombier (1957). *Métallurgie du fer, Dunod, 2e éd. [Détail des éditions], p. 177, 191.*
- Maurin, B., Maurin, B., De, R., & Université, M. (2011). *Recherche de forme et conception de structures innovantes To cite this version : HAL Id : tel-00560189.*
- Mestat P., Prat M. (1999). *Ouvrages en interaction, Hermes Science Publications, Paris, ISBN 2-7462-0048-1, p. 709-74.*
- Motro R. et Maurin B. (2006). *Membranes textiles architecturales, Comportement mécanique des systèmes tissés, Hermès Ed. ISBN 2-7462-1175-0, 17-70.*
- Pierre-Jean Cunat (juin 2000). « *Aciers inoxydables, critères de choix et structures* », traité « *Matériaux métalliques* », *Techniques de l'ingénieur*, p. M4541-6.
- Qian, Y., Li, Y., Jungwirth, S., Seely, N., Fang, Y., & Shi, X. (2015). *The Application of Anti-Corrosion Coating for Preserving the Value of Equipment Asset in Chloride-Laden Environments: A. Int. J. Electrochem. Sci, 10(November 2017), 10756–10780.*
- Sharma, Jayanti & Eppler, Jayson & Busler, Jennifer. (2015). *Urban Infrastructure Monitoring with a Spatially Adaptive Multi-looking InSAR Technique. 10.5270/Fringe2015.pp113.*
- Snelson K. (1973). *Tensegrity masts, Shelter Publications, Bolinas (CA).*
- Song, D., Tang, R., Yang, F., Qiao, Y., Sun, J., Jiang, J., & Ma, A. (2018). *Development of high-performance enamel coating on grey iron by low-temperature sintering. Materials, 11(11), 1–14. <https://doi.org/10.3390/ma11112183>.*
- S.P. Sitaram, J.O. Stoffer, T.J. Okeefe. (1997). *Journal of Coatings Technology, 69.*
- Theillout, J. N. (1983). *Renforcement et réparation des ouvrages d'art par la technique des tôles collées. PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.*
- Toussaint, E., Durif, S., Bouchaïr, A., Grediac, M., Toussaint, E., Durif, S., Bouchaïr, A., Caractérisation, M. G., Toussaint, E., Durif, S., Bouchaïr, A., Grédiac, M., & Pascal, I. (2015). *Caractérisation expérimentale d'assemblages de plaques boulonnées par mesures de champs sans contact.*

ANNEXES

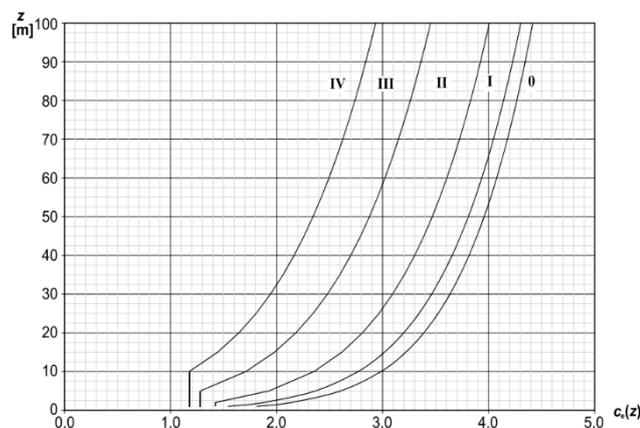
Annexe 1. Catégories d'usage des bâtiments (EN 1991-1-1)

Catégorie	Usage spécifique	Exemples
A	Habitation, résidentiel	Pièces des bâtiments et maisons d'habitation ; chambres et salles des hôpitaux ; chambres d'hôtels et de foyers ; cuisines et sanitaires.
B	Bureaux	
C	Lieux de réunion (à l'exception des surfaces des catégories A, B et D ^{a)})	C1 : Espaces équipés de tables etc., par exemple : écoles, cafés, restaurants, salles de banquet, salles de lecture, salles de réception C2 : Espaces équipés de sièges fixes, par exemple : églises, théâtres ou cinémas, salles de conférence, amphithéâtres, salles de réunion, salles d'attente C3 : Espaces ne présentant pas d'obstacles à la circulation des personnes, par exemple : salles de musée, salles d'exposition etc. et accès des bâtiments publics et administratifs, hôtels, hôpitaux, gares C4 : Espaces permettant des activités physiques, par exemple : dancings, salles de gymnastique, scènes C5 : Espaces susceptibles d'accueillir des foules importantes, par exemple : bâtiments destinés à des événements publics tels que salles de concert, salles de sport y compris tribunes, terrasses et aires d'accès, quais de gare
D	Commerces	D1 : Commerces de détail courants D2 : Grands magasins

Annexe 2. Charges d'exploitation sur les planchers dans le bâtiment en fonction des catégories d'usage (EN 1991-1-1)

Catégorie de la surface chargée	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Catégorie A		
— Planchers	1,5 à 2,0	2,0 à 3,0
— Escaliers	2,0 à 4,0	2,0 à 4,0
— Balcons	2,5 à 4,0	2,0 à 3,0
Catégorie B	2,0 à 3,0	1,5 à 4,5
Catégorie C		
— C1	2,0 à 3,0	3,0 à 4,0
— C2	3,0 à 4,0	2,5 à 7,0 (4,0)
— C3	3,0 à 5,0	4,0 à 7,0
— C4	4,5 à 5,0	3,5 à 7,0
— C5	5,0 à 7,5	3,5 à 4,5
Catégorie D		
— D1	4,0 à 5,0	3,5 à 7,0 (4,0)
— D2	4,0 à 5,0	3,5 à 7,0

Annexe 3. Illustrations du facteur d'exposition $c_e(z)$ pour $c_t = 1,0$ et $k_1 = 1,0$



Annexe 4. Catégories de terrain et paramètres correspondants à utiliser (EN 1991-1-4)

Catégories de terrain		k_T	z_0 [m]	z_{min} [m]	e
I	Haute mer, lacs offrant au moins 5 km de longueur au vent et régions lisses et plates, sans obstacles	0,17	0,01	2	[0,13]
II	Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres	0,19	0,05	4	[0,26]
III	Zones industrielles ou suburbaines et forêts permanentes	0,22	0,3	8	[0,37]
IV	Zones urbaines dont au moins 15 % de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m	0,24	1	16	[0,46]

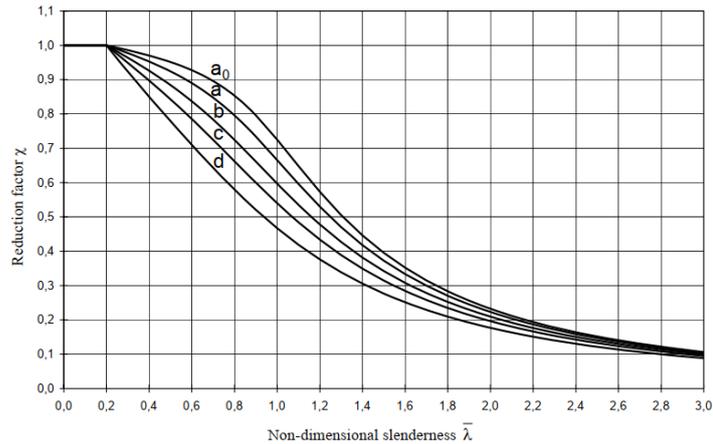
Annexe 5. Coefficients partiels à l'ELU pour les bâtiments

Cas ¹⁾	Action	Symbole	Situations		
			P/T	A	
Cas A Perte d'équilibre statique ; résistance du matériau structural ou du sol non significative (voir 9.4.1)	Actions permanentes : poids propre des éléments structuraux et non structuraux, actions permanentes causées par le sol, l'eau souterraine et la nappe libre	— défavorables	$\gamma_{Gsup}^{4)}$	[1,10] ²⁾	[1,00]
		— favorables			$\gamma_{Ginf}^{4)}$
	Actions variables	— défavorables	γ_Q	[1,50]	[1,00]
		Actions accidentelles			γ_A
	Cas B ⁵⁾ Défaillance de la structure ou d'éléments structuraux, y compris ceux des semelles, pieux, murs de soubassement, etc., due à un manque de résistance du matériau structural (voir 9.4.1)	Actions permanentes ⁶⁾ (voir ci-dessus)	— défavorables	$\gamma_{Gsup}^{4)}$	[1,35] ³⁾
— favorables			$\gamma_{Ginf}^{4)}$		
Actions variables		— défavorables	γ_Q	[1,50]	[1,00]
		Actions accidentelles			γ_A
Cas C ⁵⁾ Défaillance du sol		Actions permanentes (voir ci-dessus)	— défavorables	$\gamma_{Gsup}^{4)}$	[1,00]
	— favorables		$\gamma_{Ginf}^{4)}$		
	Actions variables	— défavorables	γ_Q	[1,30]	[1,00]
		Actions accidentelles			γ_A
	P — Situation durable		T — Situation transitoire		A — Situation accidentelle

Annexe 6. Coefficients Ψ pour les bâtiments

Action	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Charges d'exploitation des bâtiments ¹⁾			
— Catégorie A — d'habitation, résidentiels	[0,7]	[0,5]	[0,3]
— Catégorie B — bureaux	[0,7]	[0,5]	[0,3]
— Catégorie C — lieux de réunion	[0,7]	[0,7]	[0,6]
— Catégorie D — commerces	[0,7]	[0,7]	[0,6]
— Catégorie E — stockage	[1,0]	[0,9]	[0,8]
Charges dues à la circulation dans les bâtiments			
— Catégorie F — véhicules de poids ≤ 30 kN	[0,7]	[0,7]	[0,6]
— Catégorie G — véhicules de poids compris entre 30 kN et 160 kN	[0,7]	[0,5]	[0,3]
— Catégorie H — Toits	[0]	[0]	[0]
Charges dues à la neige sur les bâtiments	[0,6] ²⁾	[0,2] ²⁾	[0] ²⁾
Charges dues au vent sur les bâtiments	[0,6] ²⁾	[0,5] ²⁾	[0] ²⁾
Température (hors incendie) dans les bâtiments ³⁾	[0,6] ²⁾	[0,5] ²⁾	[0] ²⁾
1) Pour les combinaisons de charges d'exploitation dans les bâtiments à plusieurs étages, voir l'ENV 1991-2-1.			
2) Des modifications peuvent être nécessaires en fonction des régions géographiques.			
3) Voir l'ENV 1991-2-5.			

Annexe 7. Courbes de flambement (EN 1993-1-1)



Annexe 8. Détermination de l'aire de cisailment (EN 1993-1-5)

(2) L'aire de cisailment A_v peut être déterminée comme suit:

a) profils en I ou en H laminés, effort parallèle à l'âme	$A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$
b) profils en U laminés, effort parallèle à l'âme	$A - 2bt_f + (t_w + r)t_f$
c) sections soudées en I, H ou en caisson, effort parallèle à l'âme	$\Sigma(dt_w)$
d) sections soudées en I, H, U ou en caisson, effort parallèle à la semelle	$A - \Sigma(dt_w)$
e) profils creux rectangulaires laminés d'épaisseur uniforme: effort parallèle à la hauteur effort parallèle à la largeur	$Ah/(b+h)$ $Ab/(b+h)$
f) profils creux circulaires d'épaisseur uniforme	$2A/\pi$
g) plats et barres pleines	A

où

- A = aire de la section transversale
- b = largeur hors-tout
- d = hauteur d'âme
- h = hauteur hors-tout
- r = rayon du congé de raccordement
- t_f = épaisseur de semelle

et

- t_w = épaisseur d'âme

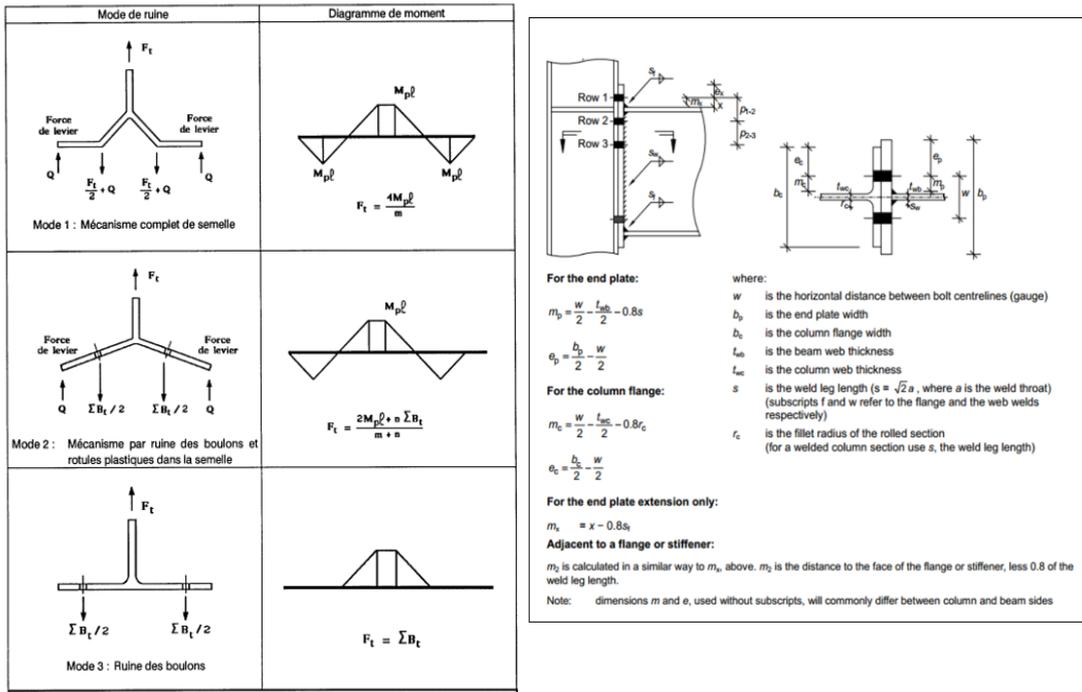
Annexe 9. Valeurs nominales de la limite d'élasticité f_y et de la résistance

Standard et nuance d'acier	Épaisseur nominale de l'élément t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550

Annexe 10. Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

Annexe 11. Modes de ruine de la semelle d'un tronçon d'assemblage en T



Annexe 12. Tableau récapitulatif du positionnement des trous de boulons

		Assemblage	
		Plat extérieur	Plat intérieur
Pince longitudinale e_1	\geq	1,2 d_o (1)	1,2 d_o (1)
	\leq	12t ou 150 mm (2) (max)	12t ou 150 mm (2) (max)
Pince transversale e_2	\geq	1,5 d_o (3)	1,5 d_o (3)
	\leq	12t ou 150 mm (2) (max)	12t ou 150 mm (2) (max)
Entraxe p_1	File extérieure	\geq 2,2 d_o (4)	2,2 d_o (4)
	Élément comprimé	\leq 14t ou 200 mm (6) (min)	14t ou 200 mm (6) (min)
	File intérieure	\geq 2,2 d_o (4)	2,2 d_o (4)
	Élément comprimé	\leq 14t ou 200 mm (6) (min)	14t ou 200 mm (6) (min)
	File extérieure	\geq 2,2 d_o (4)	2,2 d_o (4)
	Élément tendu	\leq 14t ou 200 mm (5) (min)	14t ou 200 mm (5) (min)
	File intérieure	\geq 2,2 d_o (4)	2,2 d_o (4)
	Élément tendu	\leq 28t ou 400 mm (5) (min)	28t ou 400 mm (5) (min)
Entraxe p_2	Élément comprimé	\geq 3 d_o (7)	3 d_o (7)
		\leq 14t ou 200 mm (6) (min)	14t ou 200 mm (6) (min)
	Élément tendu	\geq 3 d_o (7)	3 d_o (7)

Annexe 13. Valeurs de la longueur efficace (EN 1993-1-8)

Bolt-row Location	Bolt-row considered individually		Bolt-row considered as part of a group of bolt-rows	
	Circular patterns $\ell_{eff,cp}$	Non-circular patterns $\ell_{eff,nc}$	Circular patterns $\ell_{eff,cp}$	Non-circular patterns $\ell_{eff,nc}$
Inner bolt-row	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
End bolt-row	The smaller of: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	The smaller of: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$	The smaller of: $\pi m + p$ $2e_1 + p$	The smaller of: $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$
Mode 1:	$\ell_{eff,1} = \ell_{eff,nc}$ but $\ell_{eff,1} \leq \ell_{eff,cp}$		$\sum \ell_{eff,1} = \sum \ell_{eff,nc}$ but $\sum \ell_{eff,1} \leq \sum \ell_{eff,cp}$	
Mode 2:	$\ell_{eff,2} = \ell_{eff,nc}$		$\sum \ell_{eff,2} = \sum \ell_{eff,nc}$	

