



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Amar Thelidji- Laghouat

FACULTE: GENIE CIVIL ET ARCHITECTURE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

MEMOIRE DE MASTER

Présenté par :

DERBALE Khaireddine

GUIBADJ Zhou

DOMAINE : SCIENCES ET TECHNOLOGIES

FILIERE : TRAVAUX PUBLICS

OPTION : VOIES ET OUVRAGES D'ART

Thème

**ETUDE COMPARATIVE D'UN BATIMENT EN CHARPENTE
METALLIQUE SELON LES REGLES CM66 ET L'EC3**

Jury de soutenance :

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr. NOUIOUA Tahar	MAA	Président
Mr. MERAH Ahmed	MCB	Examineur
Mr. AMARA Salah	MCA	Rapporteur

Promotion : Septembre 2019- 2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la santé, la force et la patience pour accomplir ce modeste travail.

*En second lieu, nous tenons à remercier sincèrement notre encadreur **Mr. Amara Salah** qui a assuré la direction de ce travail, pour tout le soutien, les orientations et la patience qu'il a manifesté durant son encadrement tout le long de la réalisation de ce mémoire. Un hommage vivant à sa haute personnalité.*

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant d'examiner notre mémoire et de l'enrichir par leurs propositions.

Nos remerciements s'étendent également à tous nos enseignants durant les années des études.

Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut... tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude, l'amour, le respect, la reconnaissance...

Je dédie ce travail de fin d'études à :

Mes très chers parents pour leur soutien et leur aide durant toute ma période d'étude, dont je leur dois toute ma reconnaissance et mon respect.

A tous les membres de

Mon binôme avec qui j'ai eu le privilège de partager ce travail.

Mes chers amis et tous ceux qui m'ont aidé.

A tout l'ensemble de mes camarades de classe.

A tous ceux qui vont s'abreuver à la fontaine du savoir.

Derbale khaireddine

Dédicace

Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut... tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude, l'amour, le respect, la reconnaissance...

Je dédie ce travail de fin d'études à :

Mes parents :

Quoi que je fasse, je ne pourrais jamais vous récompenser pour les grands sacrifices que vous avez faits et continuez de faire pour moi.

Aucune dédicace ne saurait exprimer mes grandes admirations, mes considérations et mes sincères affections pour vous.

Puisse Dieu vous procure santé, bonheur et longue vie.

Mes sœurs : Sarah, Daroura et Nadjwa.

Mon frère : Sayeh et sa femme khadidja.

Mes nièces : Ines, Amel et Rimas .

Mes neveux : Salah eddine, Zakaria et abed el mouez.

Mes oncles : Djamel abednacer et Moussadek.

Mes tantes : Aicha, kheira et Fatna.

Mon binôme avec qui j'ai eu le privilège de partager ce travail.

Mes chères amies et tous ceux qui m'ont aidé.

A tout l'ensemble de mes camarades de classe

A tous ceux qui vont s'abreuver à la fontaine de savoir

Guibadj zhour

ملخص مذكرة الماستر

الميدان: العلوم والتكنولوجيا

الشعبة: اشغال عمومية

التخصص: طرق ومنشآت فنية

عنوان المذكرة: دراسة مقارنة لمبنى فولاذي وفقا لمعايير CM 66 والمعايير الأوربية للهياكل الفولاذية EC3

الطالب: دربال خير الدين وقيباح زهور

ملخص المذكرة: يتكون مشروع التخرج هذا من دراسة حضيرة فولادية وفقا لمعايير CM 66 والمعايير الأوربية للهياكل الفولاذية EC3. سمحت الحسابات بتحديد أجزاء المقاطع التي تضمن سلامة واستقرار الهيكل مع مراعاة الاحمال المطبقة عليه خلال فترة صلاحيته. يتم الحساب والتحقق وفقا لمعايير CM 66 والمعايير الأوربية للهياكل الفولاذية EC3 والاجهادات المناخية على حسب معايير الثلوج والرياح NV65.

يتم الحصول على القوى الداخلية وابعاد العوارض والاعمدة باستخدام برنامج الحساب والتحليل ال إنشائي "Robot Structural Analysis"

اتبعتنا الترتيب الزمني لتطبيق الحمولات (مدادات، روابط واعمدة الخ....) لتتقيد عملنا بشكل جيد. حددنا مسبقا الاحمال التي ستطبق على الهيكل المدروس.

هذه هي الطريقة التي أجرينا بها دراسة الرياح. ثم قمنا بتحديد ابعاد العناصر المختلفة للهيكل المعدني (مدادات، الحواف الجدارية واعمدة....) مع التركيز على نظام التدعيم تحت مفهوم "أعمدة مضادة للرياح" ونظام التدعيم العمودي

لقد حددنا نموذجا جسراي بأقدام مدمجة في القاعدة ومع مفاصل صلبة طبقنا عليها اكثر المجموعات الغير الموازية للأحمال الناتجة عن فحص عدم الاستقرار المرن.

تم انشاء توليفة عامة ومقارنة للنتائج المتعلقة بالأقسام المثلى للعناصر الهيكلية المختلفة التي تم الحصول عليها وفقا لقواعد معايير الهياكل الفولاذية CM 66 والمعايير الأوربية للهياكل الفولاذية EC3

الكلمات المفتاحية:

الهياكل الفولاذية، معايير الثلوج والرياح NV 65، روابط، CM 66، EC 3، برنامج الحساب والتحليل الإنشائي.

Résumé De Mémoire De Master

DOMAINE : SCIENCES ET TECHNOLOGIES

FILIERE : TRAVAUX PUBLICS

OPTION : VOIES ET OUVRAGES D'ART

Thème : Etude Comparative D'un Bâtiment En Charpente Métallique Selon Les Règles CM66 Et L'EC3

Présenté par : DERBALE Khaireddine et GUIBADJ Zhou

Encadré par : Mr. Amara Salah

Résumé : Ce projet de fin d'études consiste à étudier un hangar métallique selon les deux règlements CM66 et Eurocode3. Les calculs ont permis de déterminer les sections des profilés permettant de garantir la sécurité et la stabilité de l'ouvrage compte tenu des charges qui lui seront appliquées au cours de sa vie. Les calculs et vérifications ont été conduits conformément aux règles EC3 et CM66 et les charges climatiques selon NV 65. La détermination des efforts internes et le dimensionnement des traverses et des poteaux sont effectués en utilisant le logiciel de calcul "Robot Structural Analysis".

On a suivi l'ordre chronologique de descente de charges (pannes, traverses, poteaux...). Pour mener à bien notre travail, on a défini au préalable les charges qui s'appliqueront sur notre ouvrage. C'est ainsi que nous avons exécuté une étude au vent, puis nous avons dimensionné les différents éléments de la structure métallique (pannes, lisses, potelets. . .), en s'intéressant au système de contreventement sous la notion de "la poutre au vent" et "la palée de stabilité".

On a défini un modèle de portique à pieds encastrés à la base et à nœuds rigides auquel on a appliqué la combinaison la plus défavorable des charges suscitées en vérifiant les instabilités élastiques.

Une synthèse générale et une comparaison des résultats concernant les sections optimales des différents éléments structuraux obtenues selon les deux règlements CM66 et Eurocode3 ont été établies.

Mots clé : charpente métallique, NV65, CM66, L'EC3, Assemblages "Robot Structural Analysis".

Master Thesis Summary

FIELD: SCIENCES AND TECHNOLOGIES

SECTOR: PUBLIC WORKS

OPTION: TRACKS AND WORKS OF ART

Theme: Comparative Study of a Steel Frame Building According to Rules CM66 And EC3

Presented by: Derbale Khaireddine and Guibadj Zhou

Supervised by: Mr. Amara Salah

Abstract: This final studies project consists of studying a steel hangar according to the two regulations CM66 and Eurocode3. The calculations allowed the determination of the profile sections that guarantee the safety and stability of the structure taking into account the loads applied to it during its life. Design and verifications are carried out in accordance with EC3 and CM66 rules and the climatic loads according to NV 65. The internal forces and the dimensioning of the rafters and columns are obtained using the calculation software "Robot Structural Analysis".

The chronological order has been followed to evaluate the loads (purlins, rafters, columns, etc.). In order to carry out the work; the applied loads on the structure will first be defined. Thus, once the wind study was carried out, the design of various elements of the steel structure (purlins, wall girt, columns...) has been completed, focusing on the bracing system under the notion of "the wind beam" and "vertical bracing system".

A rigid portal frame model is defined, with embedded column bases to which we have applied the most unfavorable combination of the loads found according to the elastic instabilities checks.

A general synthesis and a comparison of the results concerning the optimal sections of different structural elements obtained according to CM66 and Eurocode3 regulations were established.

Keywords: metal frame, NV65, CM66, L'EC3, Connections, "Robot Structural Analysis".

Table des Matières

Chapitre 1 : Présentation de L'ouvrage et Aperçu des Règlements CM66 et EC3

1.1 Introduction	01
1.2 Présentation de l'ouvrage.....	01
1.3 Type de structure.....	01
1.4 Règlements utilisés	02
1.5 Les caractéristiques mécaniques des matériaux de construction.....	02
1.5.1 Béton.....	02
1.5.2 Acier pour la structure en charpente	03
1.5.3 Acier pour les armatures	03
1.6 Aperçu théorique des règlements CM66 et Eurocode3.....	03
1.6.1 Comportement élasto-plastique de l'acier.....	03
1.6.2 Classification des sections transversales	04
1.6.3 Phénomène d'instabilité.....	07
1.6.4 Dimensionnement des éléments métalliques	13

Chapitre 2 : Etude Climatique

2.1 Introduction.....	19
2.2 Pression dynamique.....	20
2.2.1 Pression dynamique de base.....	20
2.2.2 Coefficient de la hauteur au-dessus du sol.....	21
2.2.3 Coefficient de site.....	21
2.2.4 Coefficient de masque.....	22
2.2.5 Coefficient de dimensions	22
2.2.6 Rapport de dimension λ et coefficient γ_0	23
2.2.7 Actions extérieures (nv65; art. 2,131)	24
2.2.8 Actions intérieures (NV65 ; art 2,141)	25

2.2.9 Coefficient de pression résultant C_r	28
2.2.10 Calcul des pressions dynamiques W_n	30
2.3 Surcharge de neige (RNV65)	30

Chapitre 3 : Etude des Eléments Secondaires

3.1 Introduction.....	32
3.2 Principe de dimensionnement	32
3.3 Evaluation des charges	33
3.3.1 Charges permanentes	33
3.3.2 Surcharges.....	33
3.4 Dimensionnement des pannes selon le règlement CM66.....	34
3.4.1 Calcul des sollicitations.....	34
3.4.2 Dimensionnement des pannes d'après la condition de rigidité.....	35
3.4.3 Vérification de la condition de résistance	35
3.4.4 Vérification de la flèche	36
3.4.5 Vérification au cisaillement	37
3.4.6 Vérification au déversement.....	38
3.5 Dimensionnement selon L'EC3	41
3.5.1 Calcul des sollicitations	41
3.5.2 Vérification de la résistance.....	42
3.5.3 Vérification de la flèche	43
3.5.4 Vérification au cisaillement.....	44
3.5.5 Vérification au déversement.....	45
3.6 Calcul des liernes.....	46
3.6.1 Dimensionnement des liernes.....	47
3.6.2 Calcul de la section des liernes.....	48

3.7 Dimensionnement de l'échantignolle	49
3.7.1 Introduction.....	49
3.7.2 Calcul des charges revenant à l'échantignolle.....	50
3.8 Dimensionnement des lisses de bardage.....	51
3.8.1 Introduction.....	51
3.8.2 Calcul selon les règles CM66.....	51
3.8.3 Calcul selon l'EC3	54
3.8.4 Calcul des suspentes.....	55
3.9 Les potelets.....	57
3.9.1 Introduction	57
3.9.2 Evaluation des charges	57
3.9.3 Calcul selon les règles CM66.....	58
3.9.4 Calcul selon l'EC3.....	60
3.10 Les contreventements.....	65
3.10.1 Introduction	65
3.10.2 Les différents types de contreventements.....	65
3.10.3 Calcul de la force horizontale d'entraînement	66
3.10.4 Calcul de la palée de stabilité en long pan	68
3.6.5 Calcul selon l'EC3.....	69

Chapitre 4 : Etude des Portiques

4.1 Introduction	72
4.2 Modélisation de la structure.....	72
4.2.1 Dessin de la charpente	72
4.2.2 Cas de charges.....	72
4.2.3 Définition des appuis.....	74
4.2.4 Combinaisons d'action.....	74
4.3 Dimensionnement des pièces.....	74
4.4 Calcul selon CM66.....	77
4.4.1 Vérification des traverses	77
4.4.2 Vérification des poteaux.....	78
4.5 Calcul selon L'EC3.....	79
4.5.1 Vérification des traverses.....	79
4.6 Optimisation.....	81

Chapitre 5 : Etude des Assemblages

5.1 Conception et calcul des assemblages	82
5.2 Assemblage Traverse -Traverse	82
5.2.1 Résultats des calculs obtenus par Robot Structural Analysis.....	83
5.3 Assemblage Poteau-Traverse	90
5.3.1 Résultats des calculs obtenus par Robot Structural Analysis.....	91

Chapitre 6 : Etude des Fondations

6.1 Calcul des platines et des ancrages au Pieds des poteaux	98
6.2 Pied de poteau encasté.....	99
6.3 Calcul de l'épaisseur de la platine	100
6.3.1 Les moments correspondants, pour une bande de largeur l cm et d'épaisseur t , sont.....	101
6.3.2 La contrainte de flexion	101

6.4 Calculs des fondations	101
6.4.1 Charge à prendre en considération.....	102
6.4.2 Dimensionnement de la semelle.....	102
6.4.3 Vérification de la stabilité au renversement	103
6.4.4 Calcul du ferrailage.....	103
6.4.5 Détermination de la hauteur du patin 'e'.....	104
6.5 Calcul des longrines.....	105
6.5.1 Dimensionnement des longrines.....	105
6.5.2 Calcul du ferrailage.....	105
6.5.3 Vérification de condition de non fragilité.....	106
6.5.4 Calcul d'armatures transversales.....	106
6.5.5 Calcul d'espacement des cadres.....	106

Liste des Figures

Chapitre 1 : Présentation de L'ouvrage et Aperçu des Règlements CM66 et EC3

Figure 1.1 : Portique à nœuds rigide avec pieds de poteaux encastrés.....	02
Figure 1.2: Diagramme effort-déformation de l'acier.....	03
Figure 1.3 : Détermination de la classe des semelles.....	05
Figure 1.4 : Détermination de la classe des âmes.....	06
Figure 1.5 : Barre sollicitée en flexion composée.....	08
Figure 1.6 : Barre soumise au déversement.....	10
Figure 1.7 : Comportement élasto-plastique d'une section sollicitée en flexion simple.....	17

Chapitre 2 : Etude Climatique

Figure 2.1 : hangar industriel.....	20
Figure 2.2: Coefficient de réduction des pressions dynamiques δ	22
Figure 2.3: Valeurs de coefficient γ_0	23
Figure 2.4 : Vu en plan de la face S_b et S_a	24
Figure 2.5 : Valeurs de C_e en fonction de α	25

Chapitre 3 : Etude des Eléments Secondaires

Figure 3.1 : Charge permanente sur la toiture.....	32
Figure 3.2 : La position de deux charges concentrées sur la portée de la panne.....	33
Figure 3.3 : Composantes de la charge verticale sur la panne de toiture.....	35
Figure 3.4 : Efforts de traction dans les liernes.....	47
Figure 3.5 : Les efforts de traction dans les tronçons de liernes.....	47
Figure 3.6 : L'emplacement de l'échantignolle.....	49
Figure 3.7 : Application des charges sur lisses de bardages	51
Figure 3.8 : Disposition des lisses de bardages.....	52
Figure 3.9 : Disposition des potelets.....	57

Figure 3.10 : Section d'un IPE.....	58
Figure 3.11 : La disposition du contreventement	66
Figure 3.12 : Cheminement des efforts dans la poutre au vent	67
Figure 3.13 : Cheminement des efforts dans le palée de stabilité.....	69

Chapitre 4 : Etude des Portiques

Figure 4.1 : La modélisation de la structure.....	72
Figure 4.2 : Paramètre de la charge du vent.....	73
Figure 4.3: Paramètre de pondérations.....	74
Figure 4.4: Paramètres de calcul pour les poteaux.....	75
Figure 4.5: Paramètres de calcul des traverses.....	75
Figure 4.6 : Paramètres de calcul des contreventements.....	75
Figure 4.7: Paramètres de calcul des pannes.....	76
Figure 4.8: Paramètres de calcul des lisses.....	76
Figure 4.9: Paramètres de calcul des potelets.....	76
Figure 4.10: Calcul des travers selon CM66.....	77
Figure 4.11: Calcul des poteaux selon CM66.....	78
Figure 4.12: Calcul des travers selon L'EC3.....	79
Figure 4.13: Calcul des poteaux selon L'EC3.....	80

Chapitre 5 : Etude des Assemblages

Figure 5.1 : Les types des assemblages.....	82
Figure 5.2 : Assemblage traverse-traverse.....	83
Figure 5.3 : Dessin d'ensemble de l'assemblage traverse-traverse.....	83
Figure 5.4: Assemblage poteau-traverse.....	90
Figure5.5: Dessin d'ensemble de l'assemblage.....	91

Chapitre 6 : Etude des Fondations

Figure 6.1 : Ligne de pliages.....	98
Figure6.2 : Les sollicitations aux boulons d'ancrages.....	92
Figure 6.3 Platine a la fondation.....	101
Figure 6.4: Ferrailage des semelles isolées.....	104
Figure 6.5: Ferrailage des longrines.....	107

Liste des Tableaux

Chapitre 1 : Présentation de L'ouvrage et Aperçu des Règlements CM66 et EC3

Tableau 1.1 : Valeurs du facteur α en fonction de la courbe de flambement.....07

Chapitre 2 : Etude Climatique

Tableau 2.1 : Pression dynamique de base q_{10}20

Tableau 2.2: Valeurs du coefficient de site.....21

Tableau 2.3 : Tableau récapitulatif des coefficients de pression.....29

Tableau 2.4 : Les actions C_r à retenir pour le calcul des éléments.....30

Chapitre 3 : Etude des Eléments Secondaires

Tableau 3.1 : Coefficients de vérification au déversement concernant l'IPE 140.....41

Tableau3.2 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 200.....58

Chapitre 4 : Etude des Portiques

Tableau 4.1: Résultats d'optimisation par robot.....81

Chapitre 6 : Etude des Fondations

Tableau6.1: Récapitulatif des charges.....102

Notations

Les charges

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

S_n : Surcharge climatique de la neige.

W_n : Surcharge climatique du vent.

Les caractéristiques d'un profilé en I ou H :

b : La longueur de la semelle.

d : La hauteur de l'âme.

h : Hauteur du profilé.

t_f : Epaisseur d'une semelle de profilé.

t_w : Epaisseur de l'âme de profilé.

L : Longueur de l'élément.

Majuscules latines :

A : Section brute d'une pièce.

A_{net} : Section nette d'une pièce.

A_w : Section de l'âme.

A_v : Aire de cisaillement.

C : Cohésion.

C_e : Coefficient de pression extérieure.

C_i : Coefficient de pression intérieure.

E : Module d'élasticité longitudinale.

F : Force en générale.

G : Module d'élasticité transversale.

I : Moment d'inertie.

K_0 : Coefficient de flambement.

M : Moment de flexion.

M_{Sd} : Moment fléchissant sollicitant.

M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

M_{Pl} : Moment plastique.

$M_{b,Rd}$: Moment de la résistance au déversement .
 $N_{pl,Rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.
 $N_{b,Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.
 N_{Sd} : Effort normal sollicitant.
 $N_{t,sd}$: Effort normale de traction.
 N_{csd} : Effort normal de compression.
 $N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.
 σ : Contrainte normale.
 L_0 : Largeur effective du côté normal à l'effort.
 τ : Contrainte tangente.
 T : Épaisseur
 V_{Ed} : Valeur de calcul de l'effort tranchant
 $V_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance au cisaillement.
 N_{Ed} : Valeur de calcul de l'effort de traction
 $N_{t,Rd}$: Valeurs de calcul de résistances à la traction
 $M_{r,Rd}$: Valeurs de calcul de la résistance à la flexion
 M_{Ed} : Valeurs de calcul du moment fléchissant
 V_{sd} : Valeurs de calcul de l'effort tranchant
 $V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.
 V_m : Vitesse moyenne du vent.
 W_{pl} : Module de résistance plastique
 W : Poids de la structure.

Minuscules latines

f : La flèche.
 f_{max} : La flèche maximale.
 f_{adm} : La flèche admissible.
 f_y : La limite d'élasticité
 L : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).
 H : Hauteur d'une pièce
 L : Longueur d'une pièces (poutre, poteau)
 L_f : Longueur de flambement
 t : Epaisseur d'une pièce

q_{10} : Pression dynamique de base à 10m à partir du sol.
 k_h : Coefficient correcteur dû à la hauteur au-dessus du sol.
 k_s : Coefficient qui tient compte de la nature du site où se trouve la construction
Considérée
 χ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.
 β_w : Facteur de corrélation
 γ_M : Coefficient de sécurité.
 λ : Élancement.
 λ_{LT} : Élancement de déversement
 α : Facteur d'imperfection
 ϕ_{LT} : Rotation de déversement
 τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité
 ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier
 σ_a : Contrainte de l'acier.
 σ_b : Contrainte du béton.
 δ : Coefficient de réduction des pressions dynamiques

Indice :

crit : Critique

adm : admissible

eff : efficace

m : moyenne

réf : référence

Max : Maximum

Min : Minimum

X : sens X

Y : sens Y

Introduction Générale

De nos jours, et partout dans le monde, et pour la construction des grandes structures : ponts, pylônes et les bâtiments industriels (usine, atelier, magasin de stockage...), l'utilisation de l'acier et les ossatures métalliques demeure la première solution grâce aux nombreux avantages tels que:

- L'industrialisation totale, la possibilité du transport, la grande résistance, la ductilité et la légèreté.
- Les transformations, adaptations, répétition, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont aisément réalisables.
- Possibilités architecturales plus étendue qu'en béton.

Cependant l'acier présente aussi quelques inconvénients qui sont principalement la corrosion et sa faible résistance au feu, donc une protection de toute la structure est indispensable.

L'utilisation du matériau acier, s'est imposé d'abord par ses qualités de résistance, ses avantages esthétiques, mais également parce qu'elle permet l'édification des ossatures dont les sections exiguës occupaient moins de place que les autres matériaux employés, jusqu'alors du coup, l'ensemble de la charpente métallique acquiert un aspect de légèreté, tout en permettant de donner aux pièces porteuses des portées inusitées.

Cette importance croissante que revêt la charpente métallique a été toujours impulsée et soutenue par un travail de recherche et de normalisation sur l'acier, et a qui aboutit à une meilleure maîtrise du calcul et de l'exécution.

Conscients du grand intérêt que présente ce matériau, nous avons entrepris ce travail de fin d'étude sur un sujet qui traite la conception, le calcul et le dimensionnement des éléments résistants d'un hangar en charpente métallique, selon les deux normes de calcul CM 66 et Eurocode3 et en faire une comparaison entre les résultats obtenus par les deux règlements.

Le règlement NV 65 : Règles déterminant les actions de la neige et du vent sur les constructions a été utilisé pour le calcul de la pression du vent sur les différentes parois de notre bâtiment. Les efforts internes dans les portiques de notre hangar, le dimensionnement des traverses et poteaux selon les deux normes de calcul ainsi que le calcul des assemblages ont été effectués en utilisant le logiciel de calcul des structures "Robot structural Analysis".

Notre travail est divisé en six chapitres : Après une introduction générale, un premier chapitre consacré à la présentation de l'ouvrage et un aperçu théorique des règlements CM66 et Eurocode3. Le deuxième chapitre traite l'étude au vent, la détermination des coefficients de

pression extérieures et intérieures ainsi que les pressions dynamiques agissant sur les parois de notre structure. Le troisième chapitre contient le calcul des différents éléments secondaires (pannes de toiture, lisses de bardage, potelets, ...) selon les deux normes de calcul CM66 et Eurocode3. La modélisation de la structure de notre hangar sur le logiciel Robot et la vérification des traverses et des poteaux est entamée dans le quatrième chapitre. Le cinquième chapitre est consacré au calcul des assemblages. Le sixième chapitre consiste au calcul des pieds de poteaux et des fondations. Enfin notre travail s'achève par une conclusion générale.

Chapitre 1

Présentation de l'ouvrage et aperçu
des règlements CM66 et EC3

Chapitre1: Présentation de l'ouvrage et aperçu des règlements CM66 et EC3.

1.1. Introduction

La conception de la structure porteuse d'un bâtiment est basée sur son utilisation, soit ses caractéristiques de résistance et de déformabilité. Les critères de la conception d'un projet en charpente métallique sont liés à :

- L'aptitude au service du bâtiment : fonctionnement, confort
- La sécurité structurale de la charpente : capacité portante, résistance au feu
- L'économie de la construction et à l'impact sur l'environnement.

Dans le cadre de notre formation, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un Projet de fin d'études. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle Concrète. Notre projet consiste à concevoir et dimensionner les éléments résistants d'un hangar métallique de forme rectangulaire à deux versants inclinés selon deux normes de calculs à savoir, CM66 et Eurocode3. Dans ce chapitre, nous ferons une présentation de toutes les données relatives au projet ainsi qu'un aperçu théorique des deux règlements de calculs sus-cités.

1.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet dont on est appelé à effectuer les calculs, est un projet de construction d'un hangar métallique, situé à la zone industrielle de BOUCHAKER à LAGHOUAT. Notre hangar en structure métallique occupera une superficie de 960m², il aura une forme de base rectangulaire avec une toiture à deux versants inclinés. Les données géométriques de notre ouvrage sont les suivantes :

- Longueur : 48m
- Largeur : 20 m
- Hauteur au faîtage : 8,5m
- Pente de versants : 8.53°

L'hangar sera implanté sur un sol de contrainte admissible $\sigma_{sol}=2bars$.

1.3 Type de structure

La structure de notre hangar sera de type portiques avec traverses à âmes pleines et notre choix est motivé par les points suivants :

Chapitre1: Présentation de l'ouvrage et aperçu des règlements CM66 et EC3.

- Besoin d'avoir un espace sous toiture libre.
- Coût de réalisation faible par rapport à une structure poteau-ferme en treillis.
 - Pour une portée de 20 m, le portique reste plus économique et ces portiques auront un espacement de 6 m entre-eux.

Nous travaillerons avec le modèle hyperstatique, portiques avec poteaux encastrés en pieds et à nœuds traverses-poteaux rigides. La figure1.1 montre le schéma des portiques de notre ouvrage.

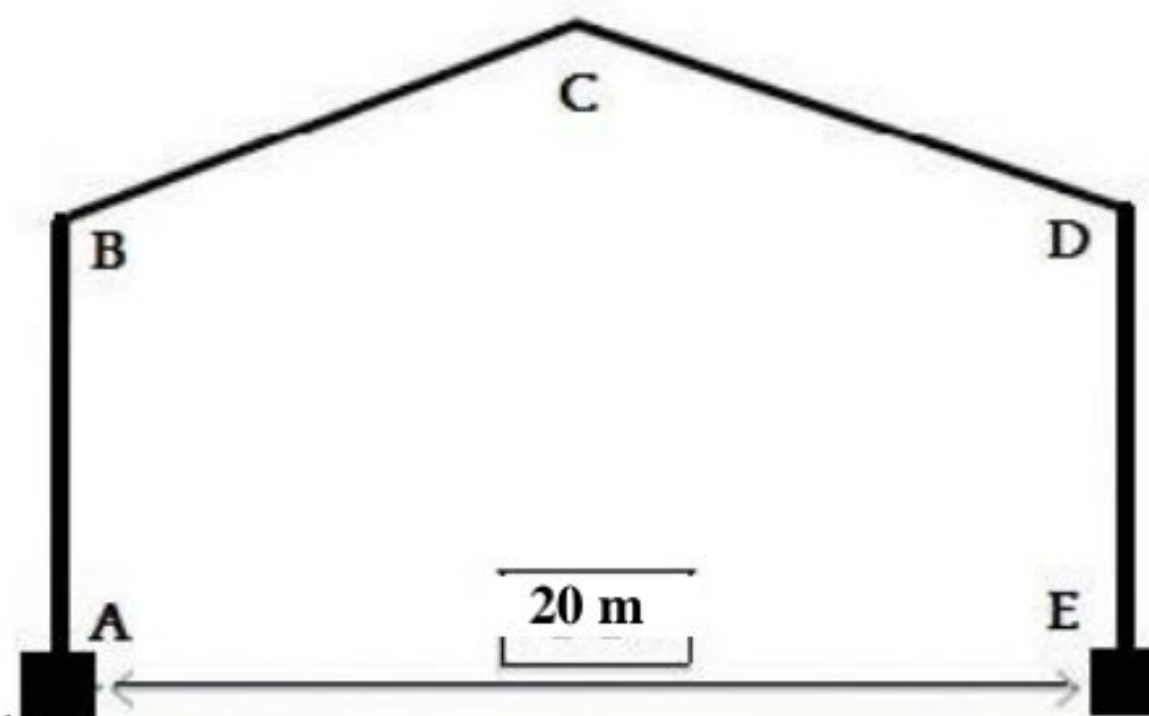


Figure1.1 : Portique à nœuds rigide avec pieds de poteaux encastrés

1.4. Règlements utilisés

- CM 66 et les règles EUROCODE3 : Pour le calcul et la vérification de la structure métallique.
- BAEL 91 : Pour le calcul des éléments en béton.
- NV65: Pour le calcul au vent.
- Robot Structural Analysis : Pour le calcul des traverses et poteaux.

1.5. Les caractéristiques mécaniques des matériaux de construction

1.5.1 Béton

- $f_{c,28} = 25MPa$ $f_{t,28} = 0,6 + 0,06.f_{c,28} = 2,1 MPa$

- $E_{i,28} = 11000.\sqrt[3]{f_{c,28}} = 32164,19 MPa$

- $\mu = 0,2$

- $\sigma_b = 0,85.\frac{f_{c,28}}{\gamma_b} = 14,16 MPa$

Chapitre1: Présentation de l'ouvrage et aperçu des règlements CM66 et EC3.

1.5.2 Acier pour la structure en charpente

- $E = 210\,000\text{ MPa}$
- $f_e = 235\text{ MPa}$ (Fe E 24)

1.5.3 Acier pour les armatures

- Les armatures sont en HA de nuance Fe 500
- Cas de fissurations : préjudiciables (pour le calcul des armatures des fondations).

1.6. Aperçu théorique des règlements CM66 et Eurocode3

1.6.1. Comportement élasto-plastique de l'acier

Le règlement CM66 définit la limite d'élasticité de l'acier σ_e qui est la contrainte à partir de laquelle les allongements deviennent permanents et il n'y a plus de proportionnalité entre contrainte et allongement. Elle correspond au point P1 sur le graphique (figure 1.2). La contrainte de rupture à la traction est définie par σ_R , elle correspond au point P2.

Pour l'Eurocode3, la limite d'élasticité de l'acier est f_y et la contrainte de rupture à la traction est f_u [3].

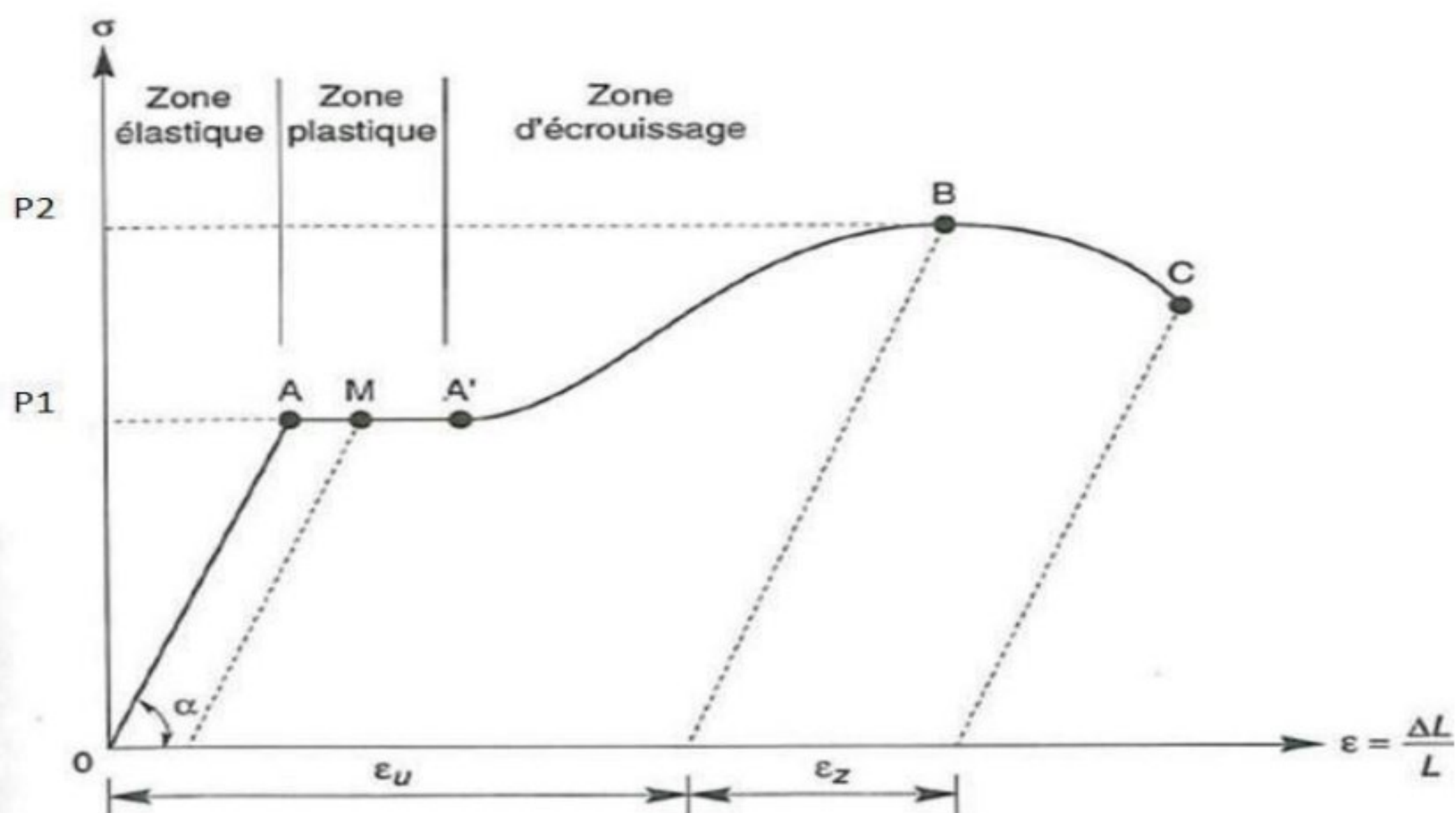


Figure 1.2: Diagramme effort-déformation de l'acier

Chapitre1: Présentation de l'ouvrage et aperçu des règlements CM66 et EC3.

Le palier de ductilité AA' est particulièrement important en construction métallique, car il représente une réserve de sécurité. En effet, il peut arriver que localement, dans une structure, des pièces soient sollicitées au-delà de cette limite élastique. Elles disposent, dans ce cas, du palier AA' pour se décharger dans les zones avoisinantes.

Les règles CM 66 ne tiennent que sommairement compte de l'adaptation plastique pour les pièces fléchies en introduisant un coefficient d'adaptation plastique ψ .

Les règles CM 66 et l'Eurocode 3 définissent en outre :

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier : $E = 21\ 000\ \text{daN/mm}^2$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Le module d'élasticité transversal de l'acier : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 8100\ \text{daN/mm}^2$

1.6.2. Classification des sections transversales

Dans le cadre de l'Eurocode 3, il a été choisi de traiter, dans un seul et même texte, tous les types de sections du point de vue du degré d'incidence du voilement local de compression.

Ce degré d'incidence est pris en compte à travers une classification des sections transversales. Quatre classes de section ont été définies, allant de la section 1 (la plus performante) à la section 4 (la moins performante).

- ✓ Classe 1 : pouvant atteindre la résistance plastique, sans risque de voilement local, et possédant une capacité de rotation importante pour former une rotule plastique.
- ✓ Classe 2 : pouvant atteindre la résistance plastique, sans risque de voilement local, mais avec une capacité de rotation limitée.
- ✓ Classe 3 : pouvant atteindre la résistance élastique en fibre extrême, mais pas la résistance plastique, du fait du risque de voilement local.
- ✓ Classe 4 : section ne pouvant atteindre sa résistance élastique, du fait des risques du voilement local.

La classe d'une section dépend des dimensions de la section, de la nuance d'acier et est relative à un type précis de sollicitations appliquées à cette section : soit compression simple, soit flexion

Chapitre1: Présentation de l'ouvrage et aperçu des règlements CM66 et EC3.

simple soit flexion composée. La figure 1.3 montre les critères de détermination de la classe des semelles.

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées				
Parois internes de semelles en console :				
		Sections laminées		Sections soudées
Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée	
			bord comprimé	bord tendu
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	Laminées	$c / t_f \leq 10 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{10}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
	Soudées	$c / t_f \leq 9 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{9}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
2	Laminées	$c / t_f \leq 11 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{11}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
	Soudées	$c / t_f \leq 10 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{10}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	Laminées	$c / t_f \leq 15 \varepsilon$	$c / t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$	
	Soudées	$c / t_f \leq 14 \varepsilon$	$c / t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$	
		Pour k_σ voir tableau 5.3.3		
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81

- Tableau 100- C -
(Tableau 5.3.1. de l'Eurocode 3)

Figure 1.3 : Détermination de la classe des semelles.

La figure 1.4 ci-dessous montre les critères de détermination de la classe des âmes des sections en I et en caissons.

Chapitre 1: Présentation de l'ouvrage et aperçu des règlements CM66 et EC3.

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

Âmes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

$d = h - 3t$ [$t = t_f = t_w$]

Classe	Âme fléchie	Âme comprimée	Âme en flexion composée
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 $\alpha < 0,5$: $d / t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$
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 $\alpha < 0,5$: $d / t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$
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 $\psi \leq -1$: $d / t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275 355
	ϵ	1	0,92 0,81

- Tableau 100-A -
(Tableau 5.3.1. de l'Eurocode 3)

Figure 1.4 : Détermination de la classe des âmes.

Chapitre1: Présentation de l'ouvrage et aperçu des règlements CM66 et EC3.

1.6.3. Phénomène d'instabilité

1.6.3.1 Flambement simple

- Selon le règlement CM66

La vérification est donnée par la formule suivante : (Paragraphe 3,411CM66)

$$k \cdot \sigma \leq \sigma_e \quad (1.1)$$

Avec :

$$k = \left(0,5 + 0,65 \cdot \frac{\sigma_e}{\sigma_k} \right) + \sqrt{\left(0,5 + 0,65 \cdot \frac{\sigma_e}{\sigma_k} \right)^2 - \frac{\sigma_e}{\sigma_k}} \quad (1.2)$$

Et :
$$\sigma_k = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_{max}^2}$$

- Selon l'Eurocode3

Il distingue entre différentes familles de profils et même entre les axes de flambement. Il est clair en effet que les imperfections sont à l'origine du comportement élasto-plastique des barres réelles et sont largement conditionnées par le processus de fabrication de ces barres et que leur incidence sur la charge de ruine n'est pas identique suivant que le flambement s'effectue selon l'une ou l'autre des directions. (Paragraphe 5.5.1.1 EC3).

Tableau 1.1 : Valeurs du facteur α en fonction de la courbe de flambement

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

Dans l'Eurocode3, la vérification est la suivante :

$$N_{sd} \leq \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (1.3)$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

- Pour les sections de classe 1, 2 et 3: $\beta_A = 1$
- Pour les sections de classe 4: $\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$

Chapitre1: Présentation de l'ouvrage et aperçu des règlements CM66 et EC3.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{mais } \chi < 1$$

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

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta_A A f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

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

1.6.3.2 Flexion composée

De manière très fréquente dans les ossatures métalliques, la compression des barres s'accompagne de moments de flexion. La prise en compte de l'interaction des deux sollicitations est donc essentielle. La figure 1.5 montre une pièce soumise à une sollicitation de flexion composée.

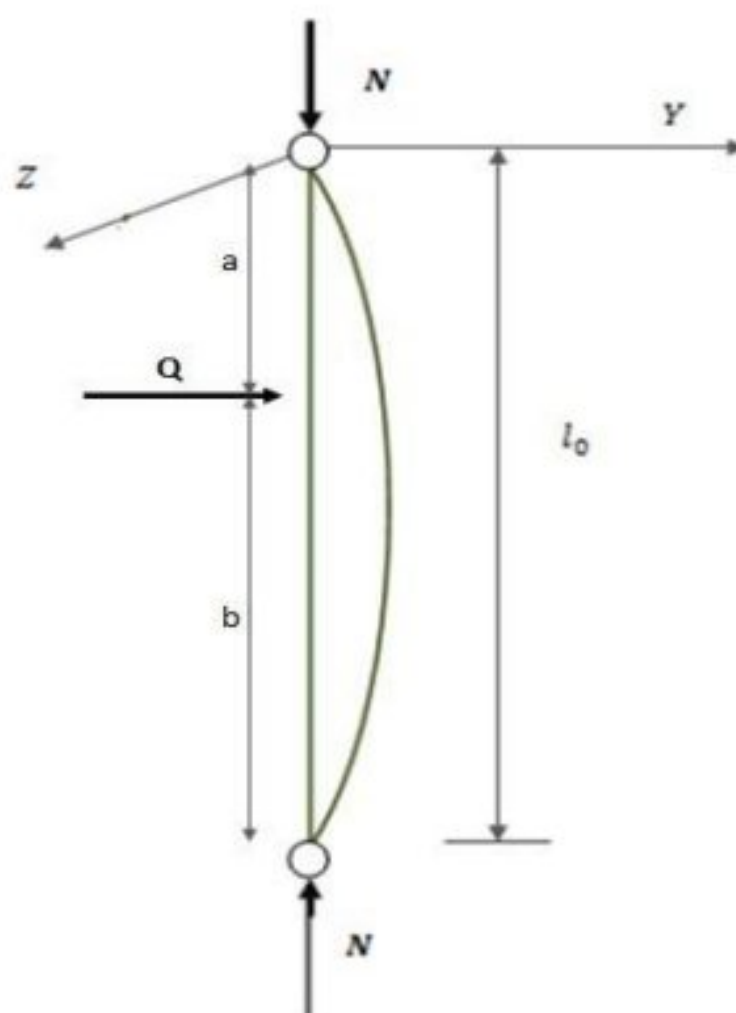


Figure 1.5 : Barre sollicitée en flexion composée

- Selon le règlement CM66

La vérification est la suivante : (Paragraphe 3,521 CM66)

Chapitre1: Présentation de l'ouvrage et aperçu des règlements CM66 et EC3.

$$k_1 \cdot \sigma + k_f \cdot \sigma_f \leq \sigma_e \quad (1.4)$$

Avec :

$$k_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3}$$

$$\mu = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma}$$

$$k_f = \frac{\mu + \alpha}{\mu - 1,3}$$

$$\sigma_f = \frac{M_f}{\frac{I}{v}}$$

o Selon l'Eurocode3

La formule de vérification de stabilité des barres comprimées et fléchies dans le plan de flambement adoptée par l'Eurocode3 est constituée du cumul linéaire de deux ratios formellement très similaires, l'un relatif à l'effort normal et l'autre relatif à la flexion (Paragraphe 5.5.4 EC3).

La vérification est la suivante:

$$\frac{N}{\chi \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k M_f}{\frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$k = 1 - \frac{N \cdot \mu}{\chi \cdot A \cdot f_y}$$

$$\mu = \bar{\lambda}(2\beta_M - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right) \quad (1.5)$$

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent qui dépend du diagramme du moment fléchissant.

Pour les sections de classe 3, on substitue les résistances plastiques par les résistances élastiques des sections complètes. Pour les sections de classe 4, on les substitue par les résistances des sections efficaces.

Chapitre1: Présentation de l'ouvrage et aperçu des règlements CM66 et EC3.

1.6.3.3 Déversement

Les pièces soumises à la flexion simple autour de l'axe d'inertie principale maximale de leurs sections transversales sont affectées par un phénomène d'instabilité, le déversement, dès lors que l'inertie principale minimale est sensiblement inférieure à l'inertie principale maximale. Cette circonstance est rencontrée pour la majorité des profils utilisés en construction métallique. L'instabilité en cause n'est rien d'autre que le flambement latéral de la partie de la section transversale soumise, du fait de la flexion, à des contraintes de compression.

En résistance des matériaux, le déversement est un phénomène d'instabilité affectant une poutre subissant un moment de flexion. La figure 1.6 montre une barre soumise au déversement.

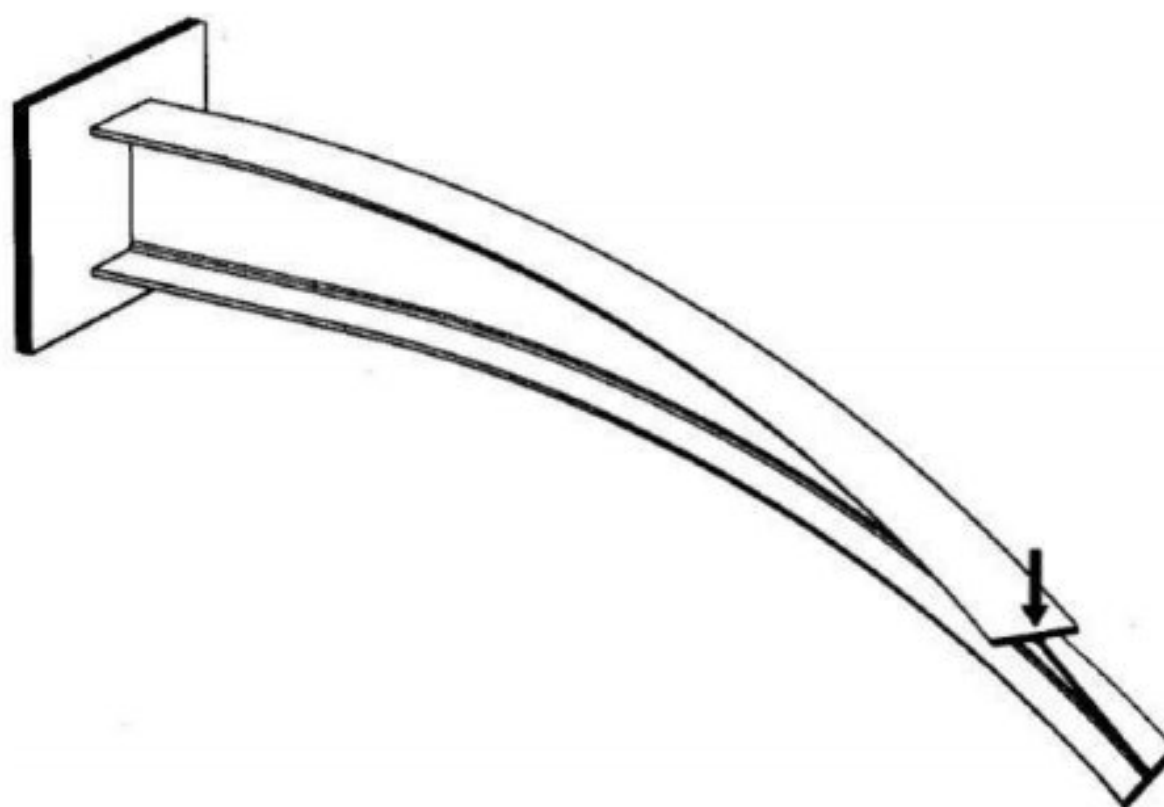


Figure 1.6 : Barre soumise au déversement

Tout comme pour le flambement, l'étude théorique de la stabilité d'une pièce dépourvue d'imperfection et constituée d'un matériau idéal, parfaitement homogène et indéfiniment élastique, soumise à un moment de flexion constant sur sa longueur, conduit à une valeur critique de ce moment, pour laquelle apparaît le déversement. Ce moment critique est:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot J \left(\frac{\pi \cdot E}{L}\right)^2 I_w I_z} \quad (1.6)$$

Cette expression de base doit être modifiée pour prendre en compte les caractéristiques très diverses pouvant être rencontrées dans la pratique et qui influent directement sur la valeur critique du moment maximum le long de la poutre : conditions de liaison aux extrémités, variation du moment de flexion le long de la poutre.

Chapitre1: Présentation de l'ouvrage et aperçu des règlements CM66 et EC3.

Les règles CM 66 fournissent différents coefficients modifiant la contrainte critique déduite du moment critique de déversement pour tenir compte de ces différents paramètres.

L'Eurocode3 propose des expressions plus générales du moment critique de déversement pour répondre à ce besoin.

o Selon le règlement CM66

Il faut vérifier que : (Paragraphe 3,611 CM66)

$$k_d \cdot \sigma_f \leq \sigma_e \quad (1.7)$$

Pour les poutres à âme pleine, le moment critique peut être approché par :

$$M_{cr} = \frac{h \pi^2 E I_z}{4 L^2} \quad (1.8)$$

et la contrainte critique par :

$$\sigma_{cr} = \frac{h \pi^2 E I_z}{4 L^2 I_y} \quad (1.9)$$

Cette contrainte est multipliée par:

- ✓ $\frac{D-1}{1,3}$: En fonction des dimensions et caractéristiques mécaniques de la pièce
- ✓ **C** qui dépend du diagramme des moments
- ✓ **B** en fonction du niveau d'application des charges

La contrainte de non-déversement est alors:

$$\sigma_d = \frac{h^2}{4} \cdot \frac{\pi^2 E I_z}{L^2 I_y} \cdot C \cdot B \cdot \frac{D-1}{1,3} \quad (1.10)$$

Chapitre1: Présentation de l'ouvrage et aperçu des règlements CM66 et EC3.

La vérification du déversement n'est nécessaire que dans le cas où la contrainte de non déversement est inférieure à la limite d'élasticité. Dans ce cas, la vérification est celle de la stabilité au flambement d'une pièce dont la limite d'élasticité est réduite à $(\sigma_e - \sigma_d)$:

$$k_0(\sigma - \sigma_d) \leq \sigma_e - \sigma_d \quad (1.11)$$

Avec

$$k_0 = \left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e - \sigma_d}{\sigma_k}\right) + \sqrt{\left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e - \sigma_d}{\sigma_k}\right)^2 - \frac{\sigma_e - \sigma_d}{\sigma_k}} \quad (1.12)$$

- Pour les pièces symétriquement chargées et symétriquement appuyées:

$$K_d = \frac{K_o}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} \cdot (K_o - 1)} \quad (1.13)$$

Pour les pièces soumises à deux moments différents au droit des appuis :

$$K_{do} = \frac{K_o}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (K_o - 1)}$$

Et :

$$K_d = \frac{K_{do}}{C} + \frac{C - 1}{5K_{do}} \quad (1.14)$$

○ Selon l'Eurocode3

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} \leq \frac{\chi_{LT} \cdot f_y \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y}}{\gamma_{M1}} \quad (1.15)$$

Avec $\beta_w = 1$ pour les sections de classes 1 et 2.

$\beta_w = \frac{w_{e,y}}{w_{pl,y}}$ Pour les sections de classe 3

$\beta_w = \frac{w_{eff,y}}{w_{pl,y}}$ Pour les sections de classe 4

Chapitre1: Présentation de l'ouvrage et aperçu des règlements CM66 et EC3.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{Et} \quad \chi < 1$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \quad \text{Et} \quad \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl}}{M_{cr}}}$$

Le coefficient α_{LT} permet, comme pour le flambement, de tenir compte de la variation de l'importance des imperfections en fonction des conditions de fabrication des profilés. Il ne retient que deux possibilités :

- ✓ Pour les sections laminées: $\alpha_{LT} = 0,21$
- ✓ Pour les sections reconstituées soudées: $\alpha_{LT} = 0,49$

Pour les sections de classes 3, on remplace le moment de résistance plastique M_{pl} par le moment de résistance élastique M_{el} de la section complète et M_{el} de la section efficace pour la classe 4.

1.6.4. Dimensionnement des éléments métalliques

1.6.4.1. Pièces soumises à la traction simple

La traction est le mode de fonctionnement structurel le plus simple pour un élément en acier. C'est celui qui permet d'exploiter totalement la capacité résistante du matériau car toutes les fibres de la section transversale sont soumises à une contrainte identique.

L'effort ultime dans une section transversale d'aire A est :

- $A \cdot \sigma_e$ Pour le règlement CM66
- $\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MO}}$ Pour l'Eurocode3

En pratique, les éléments doivent être attachés à leurs extrémités, le plus souvent par des assemblages boulonnés. Ceux-ci occasionnent deux perturbations de la distribution uniforme des contraintes, liées d'une part à la diminution locale de l'aire de la section résistante, d'autre part à l'excentricité éventuelle du barycentre des organes d'assemblage par rapport au centre de gravité de la section transversale.

Les perçages pratiqués dans les pièces pour installer les boulons constituent un affaiblissement de la section transversale. Le CM 66 préconise simplement de substituer dans la formule, l'aire

Chapitre1: Présentation de l'ouvrage et aperçu des règlements CM66 et EC3.

de la section nette à l'aire de la section brute. On doit aussi examiner la possibilité que se développe une ligne de moindre résistance passant par des perçages non alignés.

L'Eurocode3 reprend la même définition de la section nette mais modifie également la contrainte de référence à considérer pour établir le critère de ruine. En section nette, on se limite à la limite de rupture.

L'Eurocode3 fixe l'effort normal admis d'une barre sollicitée en traction, à la plus petite des deux valeurs :

✓ Pour les boulons ordinaires:
$$N_u = \frac{0,9 \cdot A_{nette} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (1.6)$$

✓ Pour les boulons HR:
$$N_{nette} = \frac{A_{nette} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (1.17)$$

1.6.4.2. Pièces soumises à la compression simple

Pour les pièces en compression, les règles du CM 66 proposent la vérification suivante :

$$k \cdot \sigma \leq \sigma_e$$

Avec : $\sigma = \frac{N}{A}$

(Voir partie flambement simple pour la formule de k)

Quant à l'Eurocode3, la vérification est la suivante :

$$N_{sd} \leq N_{Rd} \quad (1.18)$$

Si alors

✓ $N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ Pour les sections de classes 1,2 et3

✓ $N_{Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$ Pour les sections de classe 4

Si alors

Chapitre1: Présentation de l'ouvrage et aperçu des règlements CM66 et EC3.

$$\checkmark N_{Rd} = \chi \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \text{ Pour les sections de classes 1,2 et 3}$$

$$\checkmark N_{Rd} = \chi \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \text{ Pour les sections de classe 4}$$

Les phénomènes de flambement sont déterminants pour la résistance des éléments comprimés en acier. L'Eurocode3 propose une vérification qui fait abstraction de ces phénomènes pour les pièces présentant un élancement inférieur à 0,2.

Le CM 66 ne fournit pas ce type de seuil, la majoration des contraintes due au flambement est nécessaire quel que soit l'élancement.

Pour l'Eurocode3, concernant les sections de classe 4, l'intervention du voilement local se traduit par l'introduction de la section efficace, et l'utilisation du coefficient partiel de sécurité propre aux critères de ruine par instabilité.

1.6.4.3. Pièces soumises à un effort tranchant

Le CM 66 considère une répartition uniforme de la totalité de l'effort tranchant sur la hauteur de l'âme soit :

$$\tau = 1,54 \frac{T}{A_a} \leq \sigma_e \quad (1.19)$$

En cas de présence de trous dans l'âme du profil, il est admis de remplacer la section brute par la section nette.

L'Eurocode 3 abandonne le calcul d'une distribution élastique des contraintes de cisaillement dans la section transversale, au profit de la définition d'une aire A_v dans laquelle il sera admis une contrainte de cisaillement uniforme égale à la valeur limite suivant le critère de Von Mises.

La résistance plastique au cisaillement de la section a donc pour valeur :

$$V \leq V_{pl} = 0,58 \frac{f_y A_v}{\gamma_{M0}} \quad (1.20)$$

Avec :

$$\checkmark A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \quad \text{pour les profilés laminés en I ou H}$$

Chapitre1: Présentation de l'ouvrage et aperçu des règlements CM66 et EC3.

$$\sqrt{A_v} = A - 2bt_f + (t_w + r)t_f \quad \text{pour les profilés laminés en U}$$

$$\sqrt{A_v} = (h - 2t_f)t_w \quad \text{pour les profils reconstitués soudés}$$

Dans le cas où l'âme comporte des perçages pour fixation, la même règle que pour la traction est appliquée.

1.6.4.4. Pièces soumises à la flexion simple

La flexion constitue la sollicitation dominante pour une grande majorité d'ossatures métalliques. L'évaluation de la résistance vis-à-vis des moments fléchissant revêt d'une importance particulière. Le calcul purement élastique de cette résistance n'exploite qu'incomplètement les capacités du matériau puisque, par définition, seules les fibres les plus éloignées du centre de gravité sont soumises à une contrainte égale à la limite d'élasticité.

L'acier permet sans difficulté d'augmenter la sollicitation au-delà de ce seuil de résistance élastique : Les fibres extrêmes parcourent le palier de plasticité pendant que les contraintes augmentent dans les fibres internes. L'accroissement de sollicitations peut être ainsi poursuivi jusqu'à l'obtention d'un diagramme où toutes les fibres sont plastifiées. On atteint ainsi le seuil plastique. La figure 1.7 montre le comportement élasto-plastique d'une section sollicitée en flexion simple.

Chapitre1: Présentation de l'ouvrage et aperçu des règlements CM66 et EC3.

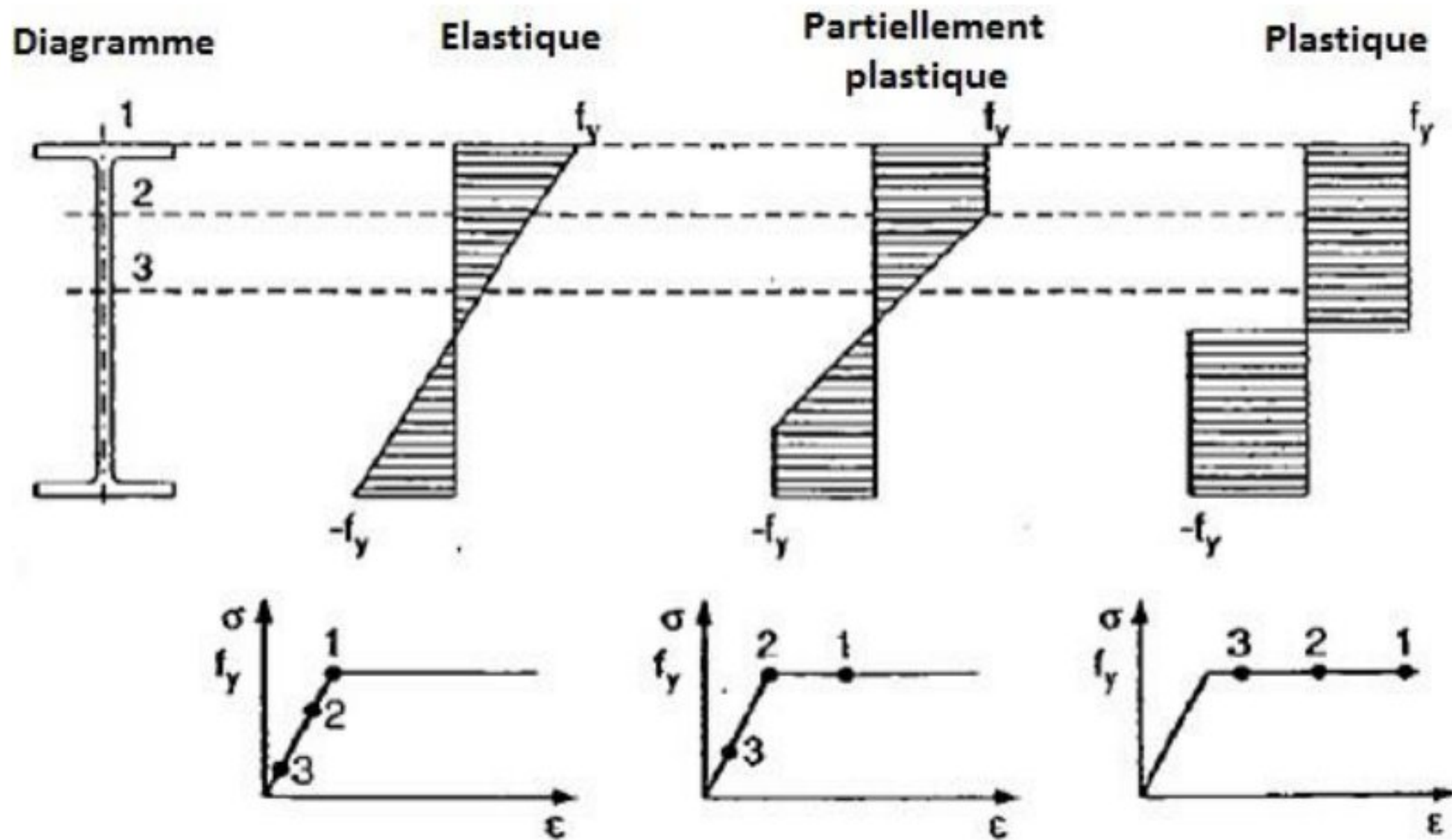


Figure1.7 : Comportement élasto-plastique d'une section sollicitée en flexion simple

Le Règlement CM66 n'exploite pas les possibilités de plastification des sections et en reste à un comportement purement élastique : la limite de résistance est considérée atteinte lorsque la fibre la plus éloignée du centre de gravité atteint la limite élastique. Cependant une faible incursion dans le domaine plastique est permise sous forme d'une réduction de la contrainte extrême obtenue par la division par un coefficient d'adaptation plastique. La valeur de ce coefficient est fixée, profil par profil de façon à ce que les déformations occasionnées permanentes de la fibre extrême ne dépassent 7,5% de la déformation élastique maximale admise.

La vérification est ainsi la suivante :

$$M \leq \frac{\psi \cdot \sigma_e \cdot I}{V} \quad (1.21)$$

L'Eurocode3 fait la distinction entre les différentes classes de sections celles-ci ayant précisément pour objet de fixer la possibilité ou non d'exploiter le comportement plastique de l'acier.

Ainsi trois modules de résistance peuvent intervenir dans l'expression de ce moment résistant :

Chapitre1: Présentation de l'ouvrage et aperçu des règlements CM66 et EC3.

- ✓ Module plastique w_{ply}
- ✓ Module élastique $w_{el,y}$
- ✓ Module élastique efficace w_{eff}

La vérification est la suivante : $M_{sd} \leq M_{Rd}$ (1.22)

Avec $M_{Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ pour les classes 1 et 2

$M_{Rd} = \frac{w_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ Pour la classe 3

$M_{Rd} = \frac{w_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$ Pour la classe 4

Les capacités de flexion qui viennent d'être définies ne sont effectivement mobilisables autour de l'axe principal d'inertie maximale que dans la mesure où les éléments ne présentent pas de risques de déversement.

Le CM 66 ne fixe pas de seuil pour la prise en compte du déversement. Dans l'Eurocode3 en revanche il est permis de faire abstraction du risque de déversement pour les tronçons suffisamment courts ; la limite correspond à un élancement réduit de **0,4**.

Lorsque l'élancement dépasse **0,4** la vérification est la suivante :

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

$$\text{Avec } M_{Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\beta_w = 1 \text{ Pour les classes 1 et 2}$$

$$\beta_w = \frac{W_{el}}{W_{pl}} \text{ Pour la classe 3}$$

$$\beta_w = \frac{W_{eff}}{W_{pl}} \text{ Pour la classe 4}$$

Chapitre 2

Etude Climatique

2.1 Introduction

Dans le domaine de la charpente métallique, l'action du vent sur les constructions peut engendrer des efforts importants et non négligeables. Ces actions du vent sont calculées à partir de valeurs de référence de vitesse ou de la pression dynamique.

Elle dépend de :

- La vitesse du vent ;
- La catégorie de la construction et ses proportions d'ensemble;
- L'emplacement de l'élément considéré dans la construction et son orientation par rapport au vent ;
- Les dimensions de l'élément ;
- La forme de la paroi à laquelle appartient l'élément considéré ;

Dans ce chapitre, les calculs seront effectués selon les règles NV65 [5], la pression élémentaire s'exerçant sur l'une des faces est donnée par l'expression :

$$W = q_{10} \cdot k_m \cdot k_s \cdot k_h \cdot \delta \cdot (c_e - c_i) \quad (2.1)$$

* q_{10} : Pression dynamique de base à 10m à partir du sol.

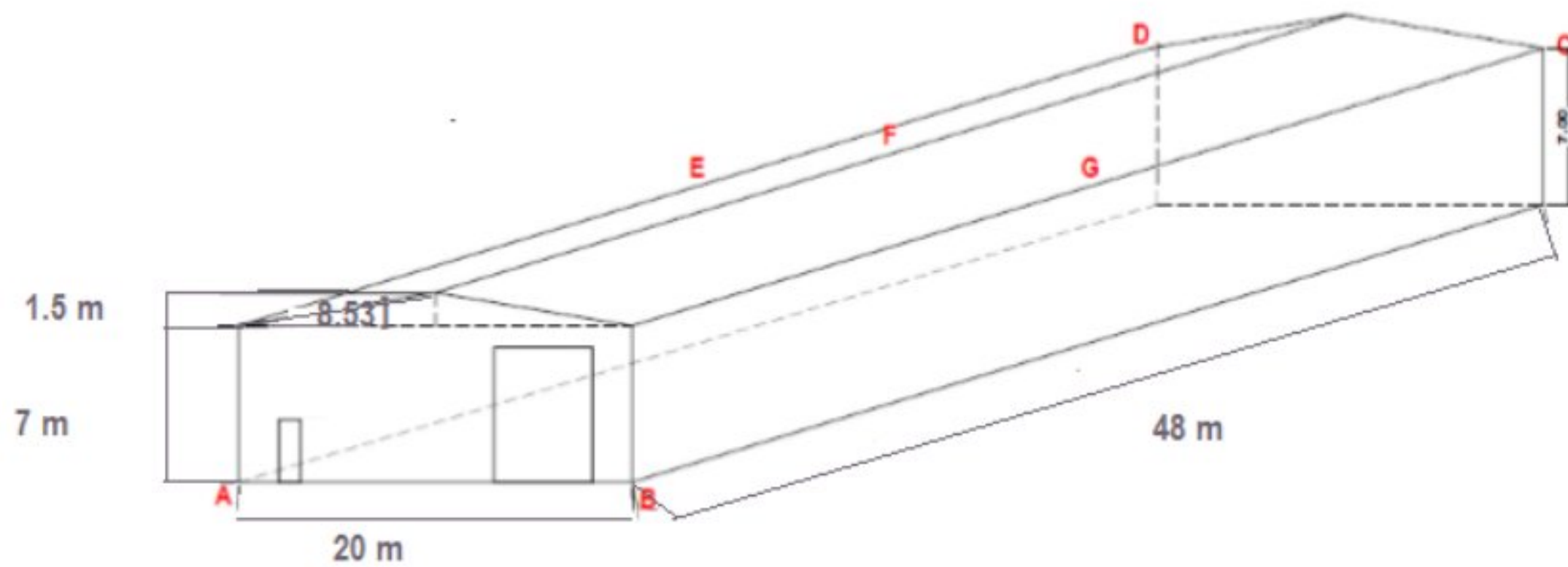
* k_h : Coefficient correcteur dû à la hauteur au-dessus du sol.

* k_s : Coefficient qui tient compte de la nature du site où se trouve la construction Considérée.

* δ : Coefficient de réduction des pressions dynamiques, en fonction de la plus grande Dimension de la surface offerte au vent.

* c_e et c_i sont les coefficients de pression extérieure et intérieure respectivement.

La figure 2.1 montre notre hangar industriel dont nous allons faire une étude au vent



La figure 2.1 : Hangar industriel en charpente métallique

2.2 Pression dynamique

2.2.1 Pression dynamique de base

Par convention et conformément à la norme NV65, les pressions dynamiques de base normale et extrême sont celles qui s'exercent à une hauteur de 10m au-dessus de sol, pour un site normal, sans effet de masque sur un élément dont la plus grande dimension est égale à 0,5m. Le hangar étudié étant situé dans la région de Laghouat qui est considéré comme appartenant à la zone III [5].

Le tableau 2.1 présente les valeurs des pressions dynamiques de base normale et extrême pour les différentes zones.

Tableau 2.1 : Pression dynamique de base q_{10}

Zone	Normale (daN/m ²)	Extrême (daN/m ²)
I	40	70
II	50	87.5
III	60	105

- Les valeurs des pressions dynamiques de base normales sont tirées de la formule de Bernoulli suivante:

$$q_{10} = \frac{v^2}{16.3}$$

$$q_{10} = \frac{31^2}{16.3} = 58.96 \approx 60 \text{ daN/m}^2$$

Avec :

v : vitesse du vent (m/s), $v=31$ m/s

- Le rapport de la Pression dynamique de base extrême à la pression dynamique de base normale est égal à 1.75 :

$$v_e = 1.75 \times v_n \text{ d'après (nv65, art. 1,22)}$$

$$v_e = 1.75 \times 60 = 105 \text{ daN/m}^2$$

2.2.2 Coefficient de la hauteur au-dessus du sol

Pour des hauteurs comprises entre 0 et 500m à partir du sol, la pression dynamique de base est multipliée par un coefficient k_h qui est défini par la formule suivante :

$$k_h = 2.5 \times \frac{H+18}{H+60}$$

On suppose que le site de construction de l'hangar est sensiblement horizontal sur un grand périmètre.

$$k_h = 2.5 \times \frac{8.5+18}{8.5+60} = 0.98 \approx 1$$

2.2.3 Coefficient de site

Le coefficient de site est un coefficient majorateur pour les sites exposés comme ceux situés au littoral et de réduction pour les sites protégés comme ceux construits au fond d'une cuvette bordée de collines sur tout son pourtour.

Les valeurs du coefficient de site sont données dans le tableau 2.2 suivant :

Tableau 2.2: Valeurs du coefficient de site

Région	IV	III	II	I
Site protégé	-	0.8	0.8	0.8
Site normal	1	1	1	1
Site exposé	1.2	1.25	1.3	1.35

La zone industrielle de Bouchaker de Laghouat, est considérée comme un site normal.

Donc pour notre construction $k_s = 1$

2.2.4 Coefficient de masque

L'effet de masque peut être pris en compte lorsque la construction envisagée est masquée et protégée par d'autres constructions de grande probabilité de durée.

L'environnement de notre construction étant sans obstacles, on prend alors $k_m = 1$.

2.2.5 Coefficient de dimensions

Les pressions dynamiques s'exerçant sur les éléments d'une Construction (pannes, poteaux, etc...) doivent être affectés d'un coefficient de réduction δ en fonction de la plus grande dimension (horizontale ou verticale) de la surface offerte au vent (maitre-couple) intéressant l'élément considéré et de la cote H du point le plus haut de la surface considérée.

La figure 2.2 montre la variation de du coefficient δ en fonction de la plus grande dimension offerte au vent et de la hauteur totale de la construction.

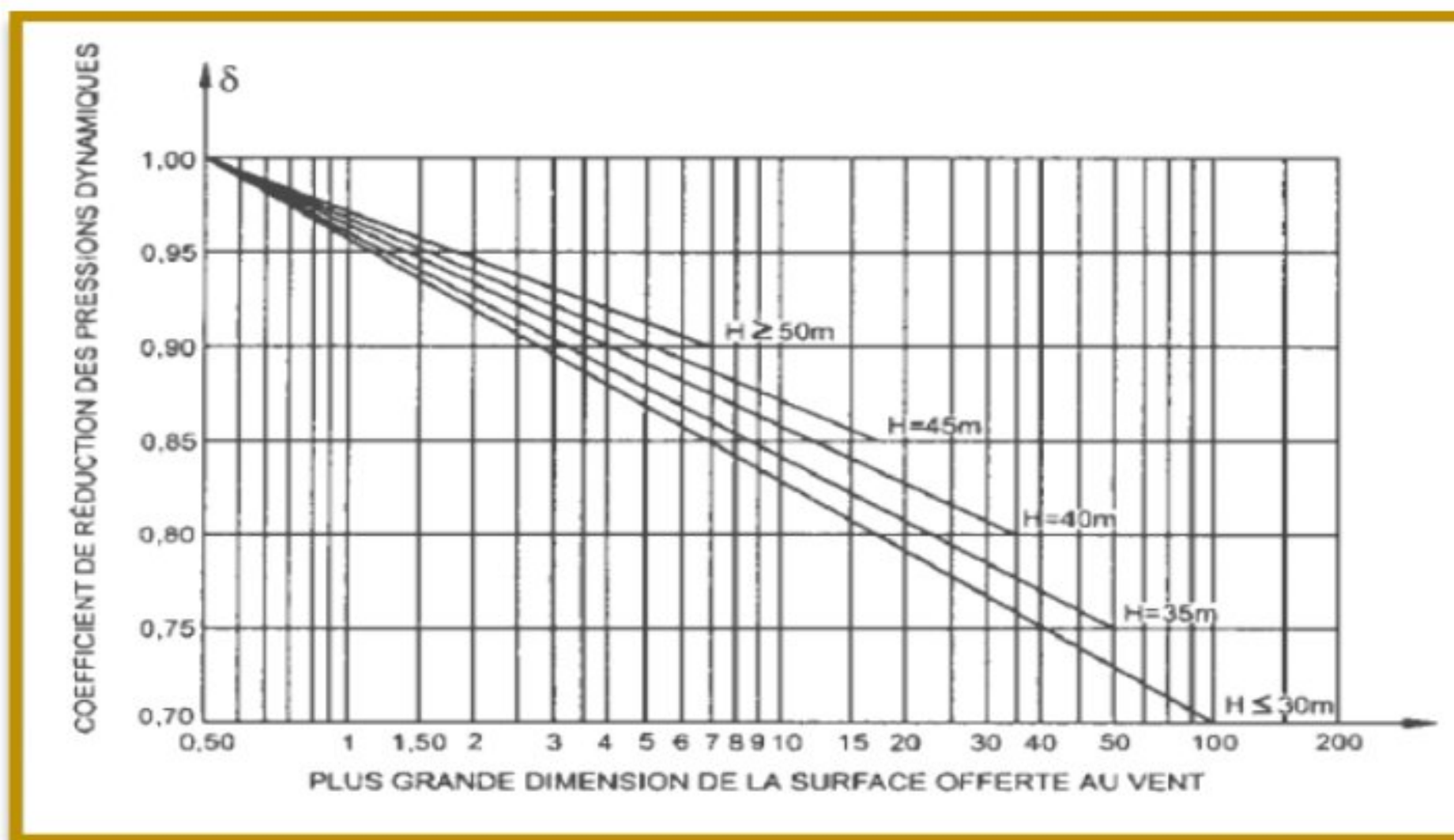


Figure 2.2: Coefficient de réduction des pressions dynamiques δ

Pour notre projet les valeurs de δ pour les différents éléments de la structure sont comme suite :

- Pannes de toiture : $L=6m \rightarrow \delta = 0,86$
- Lisses de bardage : $L=6m \rightarrow \delta = 0,86$
- Potelets : $L= 8m \rightarrow \delta = 0,84$
- Poteaux : $L= 7m \rightarrow \delta = 0,85$
- Traverses : $L= 20m \rightarrow \delta = 0,78$

2.2.6 Rapport de dimension (λ) et coefficient (γ_0)

➤ Rapport de dimension : λ

Le coefficient λ est le rapport entre la hauteur du bâtiment et la dimension offerte au vent. Donc suivant la direction du vent on a : $\lambda_b = \frac{h}{b}$ ou $\lambda_a = \frac{h}{a}$. Le coefficient γ_0 quant à lui est déterminé en fonction de λ à partir de l'abaque montré dans la figure 2.3 suivante :

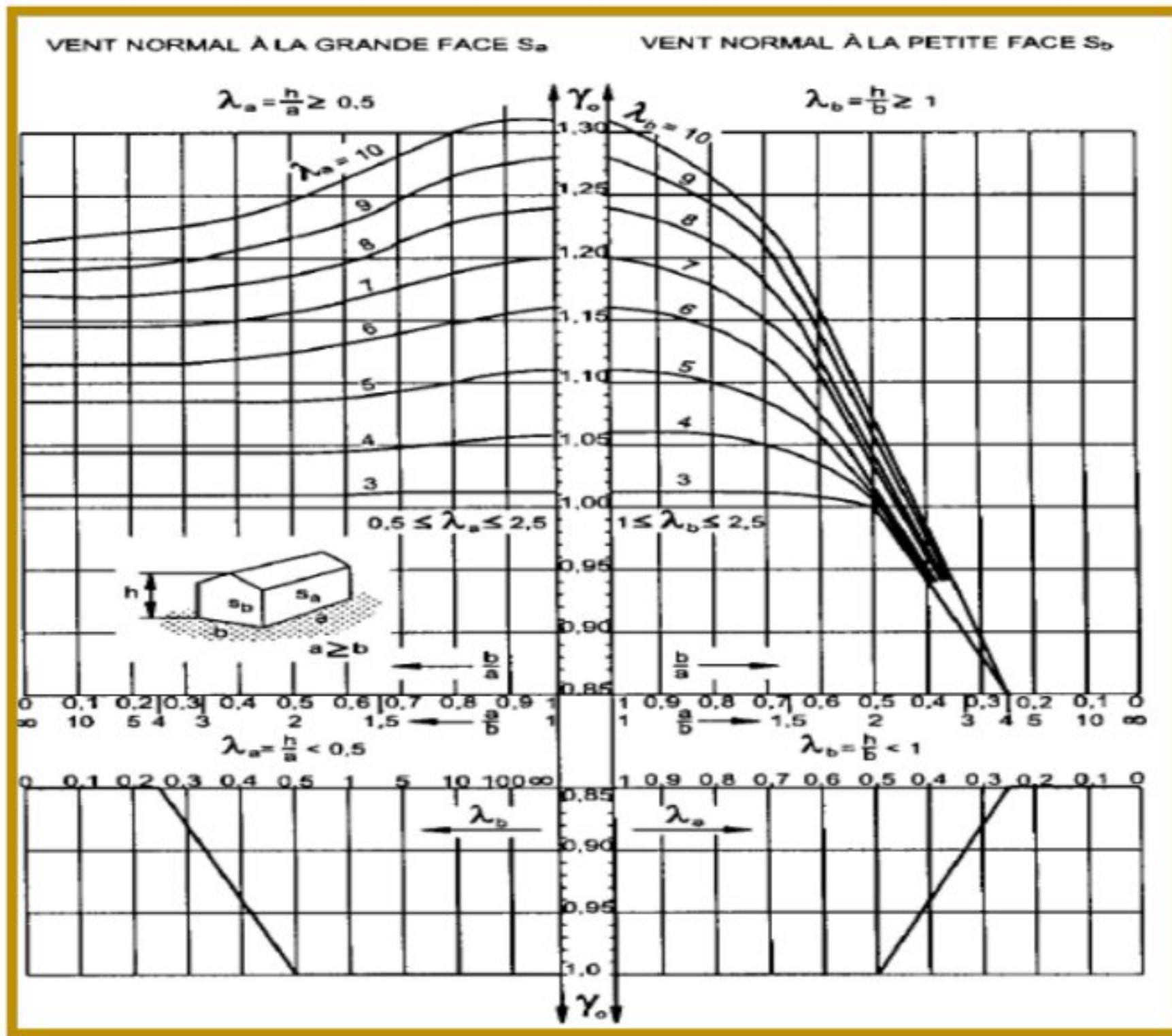


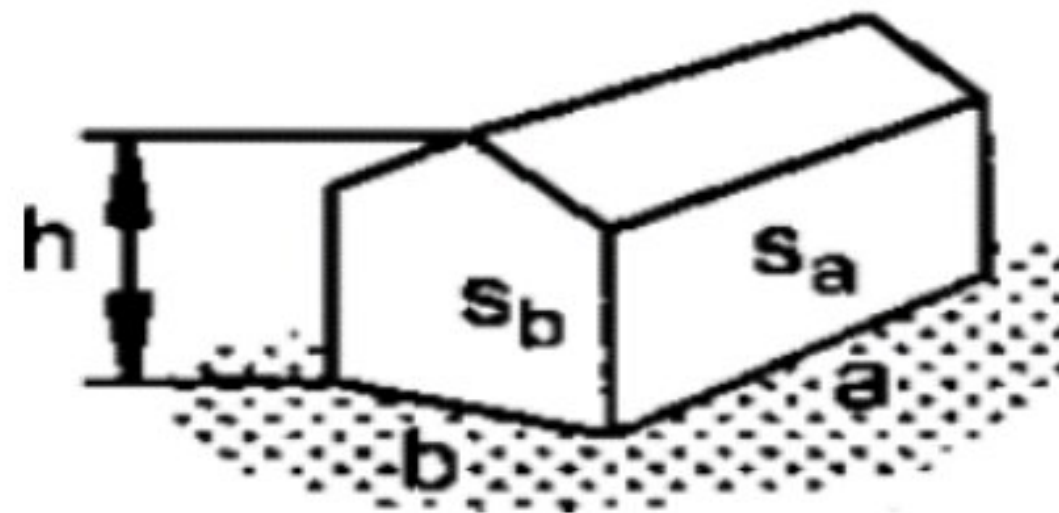
Figure 2.3: Valeurs de coefficient γ_0

-Vent perpendiculaire à la grande face s_a :

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{8.5}{48} = 0.18$$

-Vent perpendiculaire à la petite face s_b :

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{8.5}{20} = 0.43$$

Figure 2.4 : Vue en plan de la face S_b

➤ Le coefficient γ_0

-Vent perpendiculaire à la grande face S_a : (γ_0^a)

$\lambda_a = 0.18 < 0.5 \implies$ on calcule (γ_0^a) à partir du quadrant inférieur gauche en fonction de λ_b

$\lambda_b = 0.43 \implies \gamma_0^a = 0.95$

-Vent perpendiculaire à la petite face s_b : (γ_0^b)

$\lambda_b = 0.43 < 1 \implies$ on calcule γ_0^b à partir du quadrant inférieur droit en fonction de λ_a

$\lambda_a = 0.18 \implies \gamma_0^b = 0.85$

2.2.7 Actions extérieures (nv65; art. 2, 131)

➤ **Parois verticales :**

-Vent \perp à la petite face s_b : ($\gamma_0^b = 0.85$)

- Paroi AB «au vent» : $C_e = +0.8$
- Parois BC, CD et AD « sous vent » : $C_e = -(1.3\gamma_0^b - 0.8) = -0.305$

-Vent perpendiculaire à la grande face S_a : ($\gamma_0^a = 0.95$)

- Paroi AB «au vent» : $C_e = +0.8$
- Parois BC, CD et AD « sous vent » : $C_e = -(1.3\gamma_0^a - 0.8) = -0.44$

➤ **Toitures**

-Vent perpendiculaire aux génératrices. Les valeurs de C_e pour les toitures sont directement lues sur l'abaque donné dans la figure 2.3 en fonction de l'angle α :

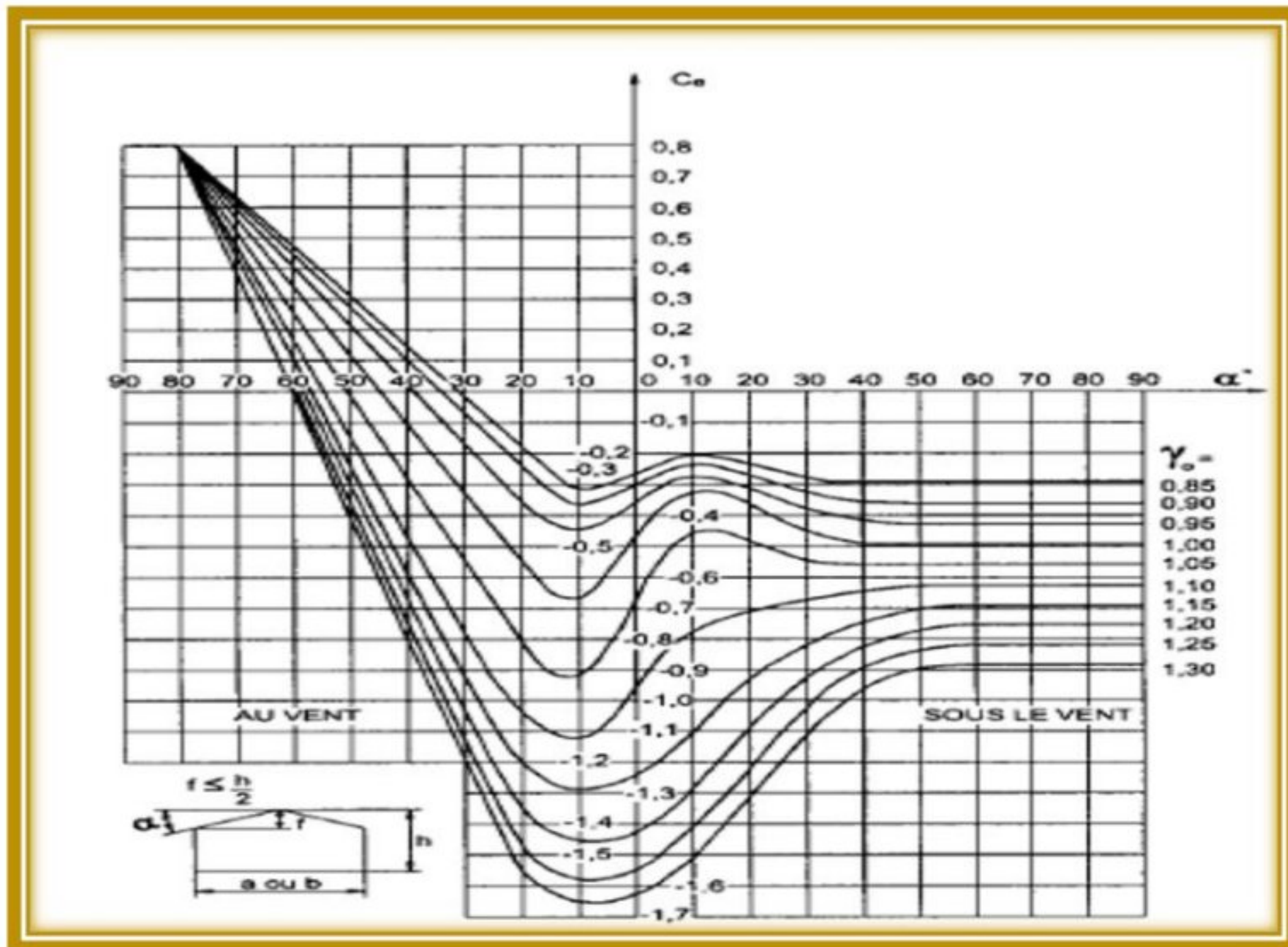


Figure 2.5 : Valeurs de C_e en fonction de α

-Vent perpendiculaire aux génératrices : ($\alpha=8.53^\circ$ et $\gamma_0^a=0.95$)

- Versant EF «au vent » $\implies ce = -0.43$
- Versant FG « sous vent » $\implies ce = -0.28$

-Vent parallèle aux génératrices ($\alpha = 0$ et $\gamma_0^b = 0.85$)

Donc : $ce = -0.28$

2.2.8 Actions intérieures (NV65 ; art 2,141)

Les coefficients de pression intérieure C_i qui s'exercent de façon homogène sur toutes les surfaces de l'intérieur de ce hangar dépendent de la perméabilité μ de la construction, qui est égale au rapport de la surface totale de ses ouvertures à sa surface totale.

$$\mu\% = \frac{a \times b}{A \times B} \times 100 \quad , \quad \mu = \frac{5 \times 6 + 1.20 \times 2.80}{20 \times 7} = 23,83\%$$

Dans notre cas les deux portes coulissantes peuvent s'ouvrir à 23,83% de la paroi AB du bâtiment (ce qui dépasse la limite de 5% imposée par NV65[5]).

Nous étudions donc le cas d'une construction à paroi partiellement ouverte.

a- Vent perpendiculaire au pignon partiellement ouvert (paroi AB)

a1 - Parois verticales :

Cas 1 : fermée

$$\text{Dépression} \Rightarrow C_i = -0.6(1.3 Y_0^b - 0.8) = -0.183 \text{ on prend } C_i = -0.2 \quad (2.2)$$

$$\text{Pression} \Rightarrow C_i = +0.6(1.8 - 1.3 Y_0^b) = +0.42 \quad (2.3)$$

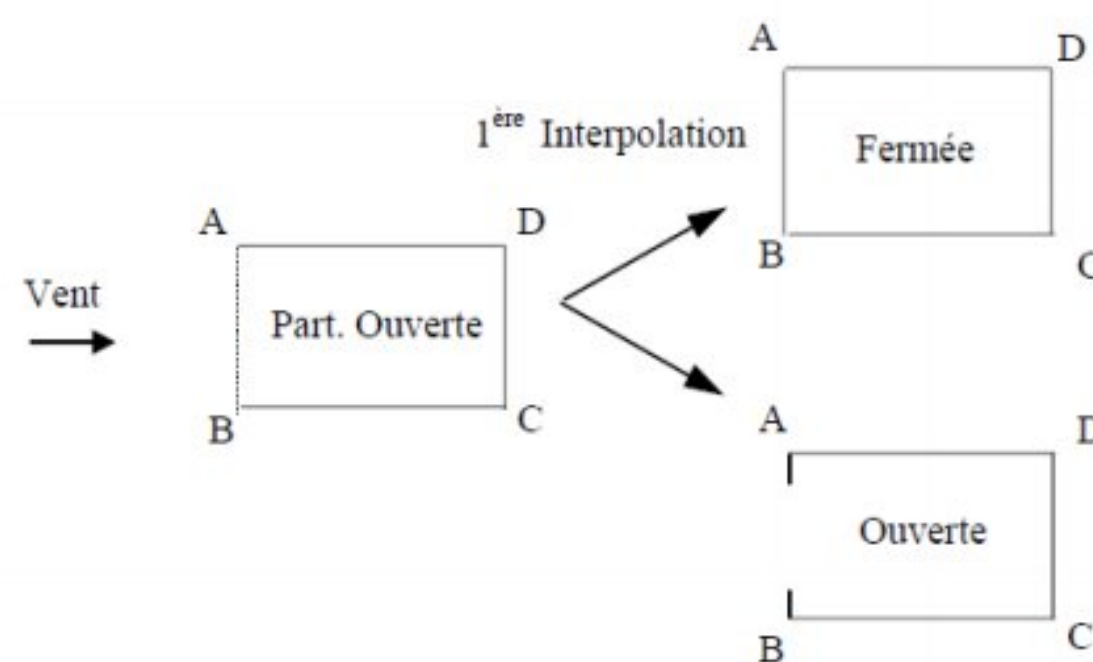
Cas 2 : ouvert

$$\text{Paroi AB} \Rightarrow C_i = +0.6(1.8 - 1.3 Y_0^b) = +0.42$$

$$\text{Paroi BC, CD et AD} \Rightarrow C_i = +0.8$$

Cas 3 : partiellement ouverte

Interpolation linéaire entre le cas fermé et le cas ouvert.



D'après le règlement neige et vent (NV65 art.2,14)

Lorsque $-0.2 \leq C_i \leq 0$ on prend $C_i = -0.2$

Lorsque $0 \leq C_i \leq +0.15$ On prend $C_i = +0.15$

la 1^{ère} interpolation se fait toujours entre les actions de même signe (NV65 art.2,144) .

Paroi AB $\Rightarrow C_{if} = -0.2$ et $C_{io} = -0.2$ donc $C_{ip} = -0.2$

Paroi BC, CD et AD $\Rightarrow C_{if} = +0.42$ et $C_{io} = 0.8$ donc en utilise la formule suivant :

$$C_{ip} = C_{if} + (C_{io} - C_f) \frac{\mu - \mu_{fer}}{u_{ou} - \mu_{fer}} = 0.66$$

Avec : $\mu_{fer} = 5$ et $u_{ou} = 35$

a2 - Versants de toitures :

Les coefficients de pressions intérieurs pour les versants de toitures auront les mêmes valeurs que celles des parois intérieures fermés.

parois intérieures fermées : $C_{ip} = 0.66$

Versants de toitures (versants EF et FG) : $C_{ip} = 0.66$

b- Vent perpendiculaire au pignon (paroi DC)

b1 - Parois verticales :

Cas 1 : fermée

Dépression $\Rightarrow C_i = -0.6(1.3 Y_0^b - 0.8) = -0.183$ on prend $C_i = -0.2$

Pression $\Rightarrow C_i = +0.6(1.8 - 1.3 Y_0^b) = +0.42$

Cas 2 : ouvert

Paroi AB $\Rightarrow C_i = +0.6(1.8 - 1.3 Y_0^b) = +0.42$

Paroi BC, CD et AD $\Rightarrow C_i = -(1.3 Y_0^b - 0.8) = -0.305$

Cas 3 : partiellement ouverte

Interpolation linéaire entre le cas 1 et le cas 2

Paroi AB $\Rightarrow C_{if} = +0.42$ et $C_{io} = +0.42$ même signe donc $C_{ip} = +0.42$

Paroi BC, CD et AD $\Rightarrow C_{if} = -0.2$ et $C_{io} = -0.305$ donc on utilise la formule

D'interpolation suivante :

$$C_{ip} = C_{if} + (C_{io} - C_f) \frac{\mu - \mu_{fer}}{u_{ou} - \mu_{fer}} = -0.27$$

b2- Versants de toitures : $C_{ip} = -0.27$

c- Vent perpendiculaire au long pan (paroi BC) :

c1- Parois verticales :

Cas 1 : fermée

Dépression $\Rightarrow C_i = -0.6 (1.3\gamma_0^a - 0.8) = -0.26$

Pression $\Rightarrow C_i = +0.6 (1.8 - 1.3\gamma_0^a) = +0.34$

Cas 2 : ouvert

Paroi AB $\Rightarrow C_i = +0.6(1.8 - 1.3\gamma_0^a) = +0.34$

Paroi BC, CD et AD $\Rightarrow C_i = -(1.3\gamma_0^a - 0.8) = -0.44$

Cas 3 : partiellement ouverte

Interpolation linéaire entre le cas 1 et le cas 2

Paroi AB $\Rightarrow C_{if} = +0.34$ et $C_{io} = +0.34$ même signe donc $C_{ip} = +0.34$

Paroi BC, CD et AD $\Rightarrow C_{if} = -0.26$ et $C_{io} = -0.4$ donc en utilise la formule suivant :

$$C_{ip} = C_{if} + (C_{io} - C_f) \frac{\mu - \mu_{fer}}{u_{ou} - \mu_{fer}} = -0.37$$

c2 - Versants de toitures : $C_{ip} = -0.37$

2.2.9 Coefficient de pression résultant C_r

$$C_r = C_e - C_i$$

a- Vent perpendiculaire au pignon (paroi AB)

Paroi AB : $C_e = +0.8$ et $C_{ip} = -0.2 \Rightarrow C_r = +1$

Paroi BC, CD et AD : $C_e = -0.305$ et $C_{ip} = +0.66 \Rightarrow C_r = -0.97$

Versants de toitures EF et FG : $C_e = -0.28$ et $C_{ip} = +0.66 \Rightarrow C_r = -0.94$

b- Vent perpendiculaire au pignon (paroi CD)

Paroi AB : $C_e = -0.305$ et $C_{ip} = +0.42 \Rightarrow C_r = -0.72$

Paroi BC et AD : $C_e = -0.305$ et $C_{ip} = -0.27 \Rightarrow C_r = -0.035$ donc $C_r = -0.2$

Paroi DC : $C_e = +0.8$ et $C_{ip} = -0.27 \Rightarrow C_r = 1.07$

Versants de toitures EF: $C_e = -0.28$ et $C_{ip} = -0.27 \Rightarrow C_r = -0.01$ donc $C_r = -0.2$

Versants de toitures FG : $C_e = -0.28$ et $C_{ip} = -0.27 \Rightarrow C_r = -0.01$ donc $C_r = -0.2$

c- Vent perpendiculaire au long pan (paroi BC)

Paroi AB : $C_e = -0.44$ et $C_{ip} = +0.34 \Rightarrow C_r = -0.78$

Paroi BC : $C_e = 0.8$ et $C_{ip} = -0.37 \Rightarrow C_r = 1.17$

Paroi DC : $C_e = -0.44$ et $C_{ip} = -0.37 \Rightarrow C_r = -0.07$

Paroi AD : $C_e = -0.44$ et $C_{ip} = -0.37 \Rightarrow C_r = -0.07$

Versants de toitures EF: $C_e = -0.43$ et $C_{ip} = -0.37 \Rightarrow C_r = -0.06$ donc $C_r = -0.2$

Versants de toitures FG : $C_e = -0.28$ et $C_{ip} = -0.37 \Rightarrow C_r = +0.09$ donc $C_r = +0.15$

Les différents résultats des coefficients de pression obtenus ci-dessus sont regroupés dans le tableau 2.3 ci-dessous :

Tableau 2.3 : Tableau récapitulatif des coefficients de pression

Direction du vent		Parois verticales				Versants du toit	
		AB	BC	DC	AD	EF	FG
Vent \perp à AB	C_e	+0.8	-0.3	-0.3	-0.3	-0.28	-0.28
	C_i	-0.2	+0.66	+0.66	+0.66	+0.66	+0.66
	C_r	1	-0.97	-0.97	-0.97	-0.97	-0.97
Vent \perp à BC	C_e	-0.44	+0.8	-0.44	-0.44	-0.43	-0.28
	C_i	+0.34	-0.37	-0.37	-0.37	-0.37	-0.37
	C_r	-0.78	+1.17	-0.07	-0.07	-0.2	+0.15
Vent \perp à CD	C_e	-0.3	-0.3	+0.8	-0.3	-0.28	-0.28
	C_i	+0.42	-0.27	-0.27	-0.27	-0.27	-0.72
	C_r	-0.72	-0.2	+1.07	-0.2	-0.2	-0.2

2.2.10 Calcul des pressions dynamiques W_n

Dans le tableau 2.4 on représente les coefficients de pression résultants les plus défavorables pour le calcul des éléments de construction :

Tableau 2.4 : Les actions C_r à retenir pour le calcul des éléments

	Parois verticales			Versant de toiture	
	AB	BC et AD	CD	EF	FG
Pression	+ 1	+ 1.17	+1.07	-----	-----
dépression	-0.78	-0.97	-0.97	-0.97	-0.97

$$\text{Panne : } V_n = 60 \times 1 \times 0.86 \times (-0.97) = -50.05 \text{ daN/m}^2 \uparrow$$

$$\text{Traverse: } V_n = 60 \times 1 \times 0.78 \times (-0.97) = -45.4 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Poteau : } V_n = 60 \times 1 \times 0.85 \times (+1.17) = +59.67 \text{ daN/m}^2 \rightarrow$$

$$\text{Potelet: } V_n = 60 \times 1 \times 0.84 \times (+1.17) = +58.97 \text{ daN/m}^2 \rightarrow$$

$$\text{Lisse: } V_n = 60 \times 1 \times 0.86 \times (+1.17) = +60.37 \text{ daN/m}^2 \rightarrow$$

2.3 Surcharge de neige (RNV65)

On considère que Laghouat est située dans la zone de neige C, alors la charge normale de la neige est donnée par la formule suivante :

$$S = C_1 \cdot S_0 \quad (2.4)$$

Avec :

C_1 : coefficient de forme, pour $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$, $C_1 = 0,8$

S_0 : Charge de Neige sur sol

S : Charge de Neige sur toiture

Pour la zone de neige C $\implies S_0 = 32,5 \times H$

Avec H : l'altitude en Km pour notre cas $H = 750 \text{ m} = 0,75 \text{ km}$

Alors pour notre projet la charge de neige normale sur la toiture est :

$$S = C_1 \times 32,5 \times H = 0,8 \times 32,5 \times 0,75 = 19,5 \text{ kg/m}^2$$

La charge de neige qui revient à une panne de toiture est :

$$N_n = S \times d \quad (2.5)$$

$$N_n = 19,5 \times 1,68 = 32,76 \text{ kg/ml}$$

Avec d = entre-axes des pannes de toiture.

Chapitre 3

Etude des Eléments Secondaires

3.1 Introduction

Les pannes sont des éléments destinés à supporter la couverture et à transmettre aux cadres les charges agissant sur la toiture. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage et sont en général disposées à entraxes constants. Dans notre projet nous avons fixé un entraxe de 1,68m [3].

La figure 3.1 montre la charge permanente sur la toiture.

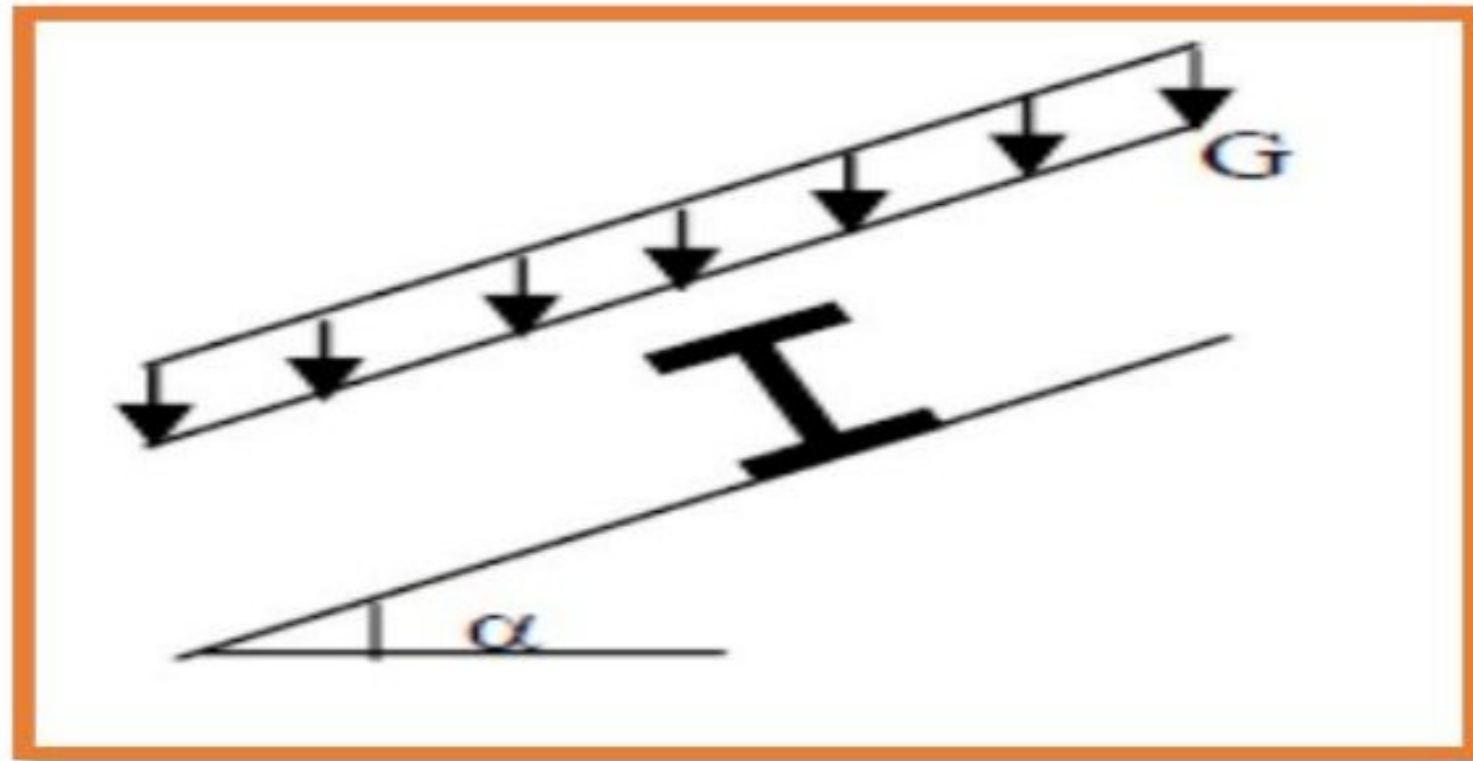


Figure3.1 : Charge permanente sur la toiture.

3.2 Principe de dimensionnement

Les pannes fonctionnent en flexion déviée car elles sont posées inclinées d'un angle α , qui correspond à la pente des versants de la toiture.

Elles sont en effet soumises à :

- Une charge verticale : le poids propre de la panne et de la couverture. Cette charge est décomposée en une composante G_y parallèle à l'âme de la panne et une autre composante G_x parallèle aux semelles.
- Une charge oblique : due au vent (pression ou succion) et parallèle à l'âme de la panne.
- Une surcharge d'exploitation agissant dans le plan vertical qui est également décomposée en deux composantes Q_x et Q_y .
- Une charge verticale due à la neige normale.

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

- Aux conditions de résistance ;
- Aux conditions de flèche ;
- Aux conditions de déversement ;

- Aux conditions de l'effort tranchant [3].

3.3 Evaluation des charges

3.3.1 Charges permanentes

La charge permanente comprend le poids propre de la panne, le poids de la couverture ainsi que celui des accessoires.

- Poids des couvertures et accessoires : $10\text{kg}/\text{m}^2$

- Poids propre des pannes estimé à : $10.4\text{ kg}/\text{m}^2$

$$G = [10 \times 1.68] + 10,4 = 27,2\text{ kg/ml.}$$

d : espacement entre les pannes, $d=1.68\text{ m}$

3.3.2 Surcharges

3.3.2.1 Surcharges d'entretien ou d'exploitation (P)

Dans le cas de toitures inaccessibles en considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égales aux poids d'un ouvrier et son assistant avec leurs équipements et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

La figure 3.2 présente la position de deux charges concentrées sur la portée de la panne.

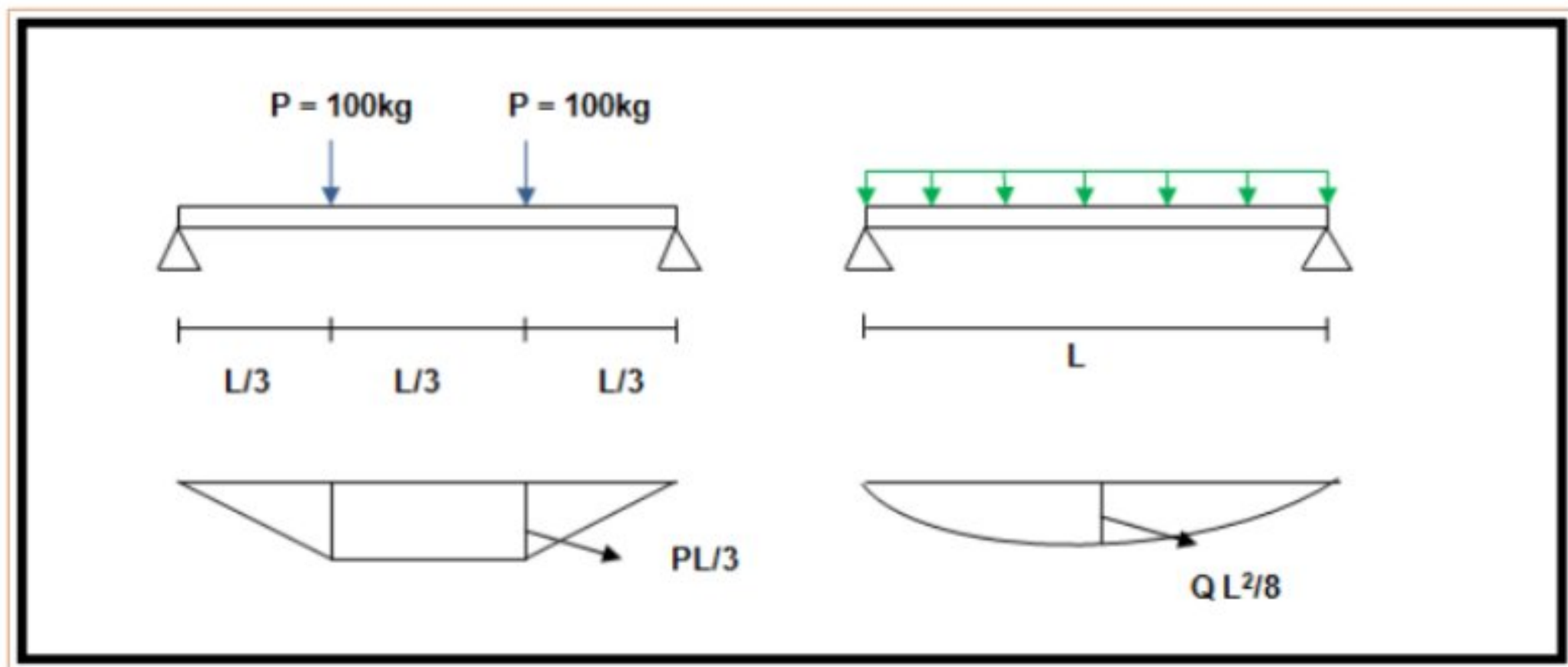


Figure 3.2: La position de deux charges concentrées sur la portée de la panne

$$M_{\max} = \frac{P \times L}{3} = \frac{Q \times L^2}{8} \longrightarrow Q = \frac{8 \times P}{3 \times L} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44.44\text{ kg/ml}$$

La surcharge d'exploitation uniformément répartie équivalente est $Q = 44,44\text{ kg/ml}$

3.3.2.2 Les surcharges climatiques

a) Surcharge climatique du vent : (V_{\perp} au versant)

On tient compte de l'effort du vent sur la couverture, la pression du vent normal(**soulèvement**) est :

$$V_n = -50.05 \text{ daN/m}^2 \text{ donc : } V_n = -50.05 \times 1.68 = -84.08 \text{ daN/ml} = -85.74 \text{ kg/ml}$$

$$V_e = -1,75 \times 85,74 = -150 \text{ kg/ml}$$

b) Surcharge climatique de neige : (par projection horizontale)

La charge de neige qui revient à une panne de toiture est :

$$N_n = 19,5 \times 1,68 = 32,76 \text{ kg/ml}$$

3.4 Dimensionnement des pannes selon le règlement CM66

3.4.1 Calcul des sollicitations

ELU	ELS
$1.33G + 1.5Q = 102.8 \text{ kg/ml}$	$G + Q = \mathbf{71.64 \text{ kg/ml}}$
$1.33G + 1.5 N = 85,32 \text{ kg/ml}$	$G + N = 59,96 \text{ kg/ml}$
$1.33G + 1.42 (N + Q) = \mathbf{145,8 \text{ kg/ml}}$	$G + V_n = -58.54 \text{ kg/ml}$
$G \times \cos\alpha - V_e = -123,1 \text{ kg/ml}$	

Dans notre cas, les combinaisons les plus défavorables sont :

ELU : $1.33G + 1.42 (N + Q) = \mathbf{145, 8 \text{ kg/ml}}$

ELS : $G + Q = \mathbf{71,64 \text{ kg/ml}}$

La Figure 3.1 montre les composantes de la charge verticale sur la panne de toiture.

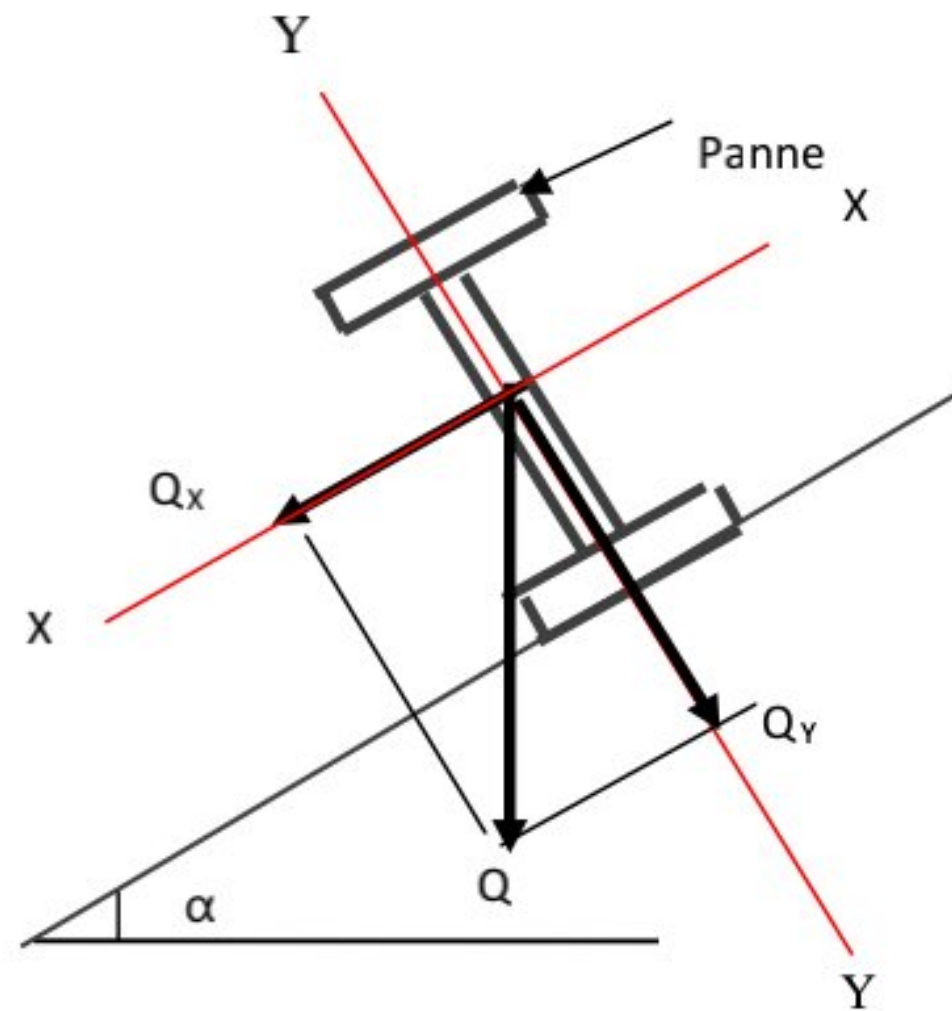


Figure 3.3 : Composantes de la charge verticale sur la panne de toiture

À l'ELU : $Q_y = Q \cos\alpha = 145,8 \times \cos 8,53 = 144,19 \text{ kg/ml}$

$Q_x = Q \sin\alpha = 145,8 \times \sin 8,53 = 21,63 \text{ kg/ml}$

À l'ELS : $Q'_y = Q' \cos\alpha = 71,64 \times \cos 8,53 = 70,85 \text{ kg/ml}$

$Q'_x = Q' \sin\alpha = 71,64 \times \sin 8,53 = 10,63 \text{ kg/ml}$

3.4.2 Dimensionnement des pannes d'après la condition de rigidité

$$f_{\max} \leq f_{\text{admissible}} = \frac{L}{200} \tag{3.1}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_x} \leq \frac{L}{200} \Rightarrow I_x \geq \frac{5 \times q \times L^3 \times 200}{384 \times E}$$

$I_x \geq \frac{5 \times 70,85 \times 10^{-2} \times 600^3 \times 200}{384 \times E} = 189,78 \text{ cm}^2$, ce qui correspond à un **IPE 120**

IPE120 [PP= 10,4 kg/ml, $I_x= 318 \text{ cm}^4$, $W_x = 53 \text{ cm}^3$, $I_y = 27,7 \text{ cm}^4$, $W_y = 8,65 \text{ cm}^3$]

3.4.3 Vérification de la condition de résistance

Les pannes sont isostatiques et chargées uniformément, donc les moments maximaux sont donnés par les formules suivantes :

$$M_x = \frac{Q_y \times L^2}{8} = \frac{144,19 \times 6^2}{8} = 648,86 \text{ kg.m}$$

$$M_y = \frac{Q_x \times L^2}{8} = \frac{21.63 \times 6^2}{8} = 97.34 \text{ kg.m}$$

Après avoir calculé les moments de flexion, on obtient les contraintes de flexion σ_x et σ_y selon

les formules [6]:

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x}$$

$$\sigma_y = \frac{M_y}{W_y}$$

Et on doit vérifier que : $\sigma_f = \sigma_x + \sigma_y \leq \sigma_e$ (3.2)

Pour Le profilé **IPE 120** on a : $W_x = 53 \text{ cm}^3$ et $W_y = 8,65 \text{ cm}^3$

On trouve : $\sigma_x = \frac{648.86 \times 10^2}{53} = 1224.26 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_y = \frac{97.34 \times 10^2}{8.65} = 1125.32 \text{ kg/cm}^2$$

Alors : $\sigma_f = \sigma_x + \sigma_y = 2349,6 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Le profilé **IPE 120** vérifie le critère de la résistance.

3.4.4 Vérification de la flèche

D'après les règles CM 66, les pannes doivent présenter une flèche inférieure à 1/200 de leur portée, sous l'application des charges maximales non pondérées [2].

Les charges, non pondérées, les plus défavorables à prendre en compte sont :

$$G + Q = 71,64 \text{ kg/ml}$$

La décomposition de cette charge selon les deux axes yy' et xx' donne:

À l'ELS : $Q'_y = Q' \cos \alpha = 71.64 \times \cos 8.53 = 70,85 \text{ kg/ml}$

$Q'_x = Q' \sin \alpha = 71.64 \times \sin 8,53 = 10,63 \text{ kg/ml}$

Il s'agit de vérifier que :

$$f_y \leq f_{ad} \quad \text{et} \quad f_x \leq f_{ad}$$

On a:

$$f_{y,\max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \quad ; \quad f_{ad} = \frac{L_y}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_{y,\max} = \frac{5 \times 10,63 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2100000 \times 27,7} = 3,08 \text{ cm} \approx 3 \text{ cm}$$

Condition vérifiée à la limite par conséquent il n'est pas nécessaire d'utiliser des liernes.

$$f_{x,\max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_x} \quad ; \quad f_{ad} = \frac{L_x}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_{x,\max} = \frac{5 \times 70,85 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2100000 \times 318} = 1,79 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

Donc la flèche est bien vérifiée dans les deux plans pour le profilé **IPE120**.

3.4.5 Vérification au cisaillement

Selon l'article 1,313 des règles CM66, la vérification vis-à-vis du cisaillement s'effectue selon la formule suivante:

$$1,54 \tau \leq \sigma_e \tag{3.3}$$

Dans le cas de sections symétriques en **I**, l'effort tranchant T_y est repris par la section de l'âme, et l'effort tranchant T_x est repris par la section des deux semelles.

Dans le plan(yy) on a :

$$\tau_y = \frac{T_y}{A_a} \quad \text{avec} \quad T_y = \frac{Q_y \times l}{2} \quad \text{et} \quad A_a = (H - 2 \cdot e_s) \times e_a$$

$$T_y = \frac{144,19 \times 6}{2} = 432,57 \text{ kg} \quad \text{et} \quad A_a = (120 - 2 \times 6,3) \times 4,4 = 4,73 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } \tau_y = \frac{432,57}{4,73} = 91,45 \text{ kg/cm}^2$$

Dans le plan(xx) on a :

$$\tau_x = \frac{T_x}{2A_s} \quad \text{avec} \quad T_x = 0.625 \times \frac{Q_x \times l}{2} = 0.625 \times \frac{21.63 \times 6}{2} = 40.56 \text{ kg}$$

$$\text{Et} \quad 2A_s = 2 \times (6.4 \times 0.63) = 8.064 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors :} \quad \tau_x = \frac{40.56}{8.064} = 5.03 \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte de cisaillement maximale est donnée par : $\tau_y = 91,45 \text{ kg/cm}^2$

$$1,54 \times \tau_{\max} = 1,54 \times 91,45 = 140,83 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Donc la résistance au cisaillement est bien vérifiée.

3.4.6 Vérification au déversement

La semelle inférieure peut présenter un risque de déversement en cas de soulèvement de la panne sous la surpression du vent ce qui correspond à la combinaison :

$$G \times \cos \alpha - V_e = -123,1 \text{ kg/ml}$$

Les vérifications réglementaires au déversement des pièces à section constante en I et doublement symétriques passent, selon l'article 3.611 des règles CM 66, par le calcul de la contrainte de non déversement [6]:

$$\sigma_d = 40\,000 \frac{I_z h^2}{I_y l^2} (D - 1) BC$$

3.4.6.1 Calcul des coefficients D, C et B

➤ Le coefficient D:

Il est donné en fonction des dimensions de la pièce selon l'article 3,641 :

Avec :

$$D = \sqrt{1 + 0.156 \times \frac{J \times l^2}{I_y \times h^2}}$$

- J : le moment d'inertie de torsion, pour IPE120 $J = 1.71 \text{ cm}^4$
- L : la longueur de la panne, dans notre cas $l = 600 \text{ cm}$
- H : la hauteur de profilé, $h = 12 \text{ cm}$
- I_y : le moment d'inertie /y-y, pour IPE120, $I_y = 27,7 \text{ cm}^4$

Donc :

$$D = \sqrt{1 + 0.156 \times \frac{1.71 \times 600^2}{27.7 \times 12^2}} = 5$$

➤ Le coefficient C :

Le coefficient C est donné par l'article 3,642 en fonction de la répartition des charges et des conditions d'appuis. Pour une pièce uniformément chargée et reposant sur deux appuis de même nature, on a :

$$C = 1,132$$

➤ Le coefficient B :

Le coefficient B, donné par la règle 3,643 du règlement CM 66, dépend du niveau d'application des charges. Dans notre cas, les charges sont appliquées au niveau de la fibre supérieure et dirigées vers le haut :

$$B = \sqrt{1 + \left(\frac{0,405 \cdot \beta \cdot c}{D}\right)^2} + \frac{0,405 \cdot \beta \cdot c}{D}$$

Le coefficient β est donné en fonction du mode d'appui et de la répartition des charges, pour notre cas : $\beta=1$

Alors :

$$B = \sqrt{1 + \left(0.405 \times \frac{1 \times 1.132}{5}\right)^2} + 0.405 \times \frac{1 \times 1.132}{5} = 1,096$$

3.4.6.2 La contrainte de non déversement

$$\sigma_d = 40000 \times \frac{27.7}{318} \times \frac{12^2}{600^2} \times (5-1) \times 1,096 \times 1,132 = 6,92 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e$$

On a :

$$\sigma_d \leq \sigma_e$$

Il y a risque de déversement, alors on détermine :

3.4.6.3 L'élancement λ_0

$$\lambda_o = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4}{BC} \frac{I_y}{I_z} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)}$$

$$\lambda_o = \frac{600}{12} \sqrt{\frac{4}{1.096 \times 1.132} \times \frac{318}{27.7} \left(1 - \frac{6.92}{24}\right)} = 256,6$$

3.4.6.4 La contrainte critique d'Euler σ_k

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda_o^2}$$

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 \times 21 \times 10^5}{256,6^2} = 314,78 \text{ kg/cm}^2$$

3.4.6.5 Le coefficient de flambement k_0

$$k_0 = \left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right) + \sqrt{\left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right)^2 - \frac{\sigma_e}{\sigma_k}} = 10,16$$

3.4.6.6 Le coefficient de déversement k_d

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (k_0 - 1)} = \frac{10,16}{1 + \frac{692}{2400} (10,16 - 1)} = 2,79$$

3.4.6.7 la contrainte de flexion

On doit d'abord calculer les moments maximaux :

$$M_x = \frac{Q_{Y \times L^2}}{8} = \frac{123,1 \times 6^2}{8} = 553,95 \text{ kg.m}$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{553,95 \times 10^2}{53} = 1045,19 \text{ kg/cm}^2$$

Il faut vérifier :

$$k_d \cdot \sigma_{fx} \leq \sigma_e \quad (3.4)$$

Soit : $k_d \cdot \sigma_{fx} = 2,79 \times 1045,19 = 2916,08 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$

La condition de stabilité au déversement n'est pas vérifiée, alors on doit adopter un **IPE140**.

IPE140 [$I_x = 541 \text{ cm}^4$, $W_x = 77.3 \text{ cm}^3$, $I_y = 44.9 \text{ cm}^4$, $W_y = 12.3 \text{ cm}^3$, $J = 2.45 \text{ cm}^4$]

Dans le tableau 3.1 on représente les coefficients de la vérification au déversement concernant l'**IPE140**.

Tableau 3.1 : Coefficients de vérification au déversement concernant l'IPE140

<i>D</i>	<i>C</i>	<i>B</i>	σ_d	λ_0	σ_k	K_0	k_d	σ_{fx}
4.08	1.132	1.12	706 kg/cm ²	221.10	423.98 kg/cm ²	7.62	2.59	716.62 kg/cm ²

$\Rightarrow k_d \cdot \sigma_{fx} = 2,59 \times 714.88 = 1856.05 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Donc la stabilité au déversement de l'IPE 140 est bien vérifiée.

3.5 Dimensionnement selon L'EC3

3.5.1 Calcul des sollicitations

Selon l'Eurocode3[4] les combinaisons de charges à considérer sont les suivantes:

ELU	ELS
1.35G+1.5Q=103.38 kg/ml	G+Q=27.2+44.44=71.64 kg/ml
1.35G+1.5 N =85.86 kg/ml	G+N=27.2+32.76=59.96 kg/ml
G - V _e +0.5Q = -100.58 kg/ml	G+0.9(Q+ N)= 96.68kg/ml
1,35(G+Q+N)= 140.94 kg/ml	
G+1,5V _n =-101.41 kg/ml	

Dans notre cas, les combinaisons les plus défavorables sont :

ELU: 1, 35(G+Q+N) =**140.94 kg/ml**

ELS: G+0.9(Q+ N) = **96.68kg/ml**

La décomposition de Q selon les deux axes principaux Y-Y et Z-Z conduit à :

À l'ELU : $Q_y = Q \cos\alpha = 140.94 \times \cos 8.53 = 139,38\text{kg/ml}$

$Q_z = Q \sin\alpha = 140.94 \times \sin 8,53 = 20,91 \text{ kg/ml}$

À l'ELS : $Q'_y = Q' \cos\alpha = 96.68 \times \cos 8.53 = 95,61\text{kg/ml}$

$Q'_z = Q' \sin\alpha = 96.68 \times \sin 8,53 = 14,34 \text{ kg/ml}$

3.5.2 Vérification de la résistance

Les pannes sont isostatiques et chargées uniformément, donc les moments maximaux sont donnés par les formules suivantes :

$$M_y = \frac{Q_y \times L^2}{8} \quad \text{et} \quad M_z = \frac{Q_z \times L^2}{8}$$

D'ou

$$M_y = \frac{139.38 \times 6^2}{8} = 627.21\text{kg.m} \quad \text{et} \quad M_z = \frac{20.91 \times 6^2}{8} = 94.01\text{kg.m}$$

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{M_x}{M_{plx}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_y}{M_{ply}}\right)^\beta < 1 \tag{3.5}$$

Nous avons choisi un profilé IPE120.

Il s'agit d'une section de classe 1.

Les moments plastiques :

Les moments plastiques suivant chaque axe sont :

- $w_{ply} = 60.7\text{cm}^2$
- $M_{plx} = \frac{w_{ply} \times f_l}{\gamma_{M0}} = \frac{60.7 \times 2400 \times 10^{-2}}{1.1} = 1324.36\text{kgm}$
- $w_{plz} = 13.6\text{cm}^2$
- $M_{ply} = \frac{w_{plz} \times f_l}{\gamma_{M0}} = \frac{13.6 \times 2400 \times 10^{-2}}{1.1} = 296.73\text{kgm}$

Nous avons $\alpha = 2$ et $\beta = 1$

$$\left(\frac{M_y}{M_{ply}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{plz}}\right)^\beta = \left(\frac{627.21}{1324.36}\right)^2 + \left(\frac{94.01}{296.73}\right)^1 = 0.541 < 1$$

La condition de résistance est vérifiée.

3.5.3 Vérification de la flèche

La vérification de la flèche se fait selon la même formule que celle du règlement CM 66 :

$$f = \frac{5pl^4}{384EI} < \frac{l}{200} \tag{3.6}$$

Les charges, non pondérées, les plus défavorables à prendre en compte sont :

$$G+0.9(Q+ N)= 96.68\text{kg/ml}$$

La décomposition de cette charge selon les deux axes yy' et xx' donne:

$$\text{À l'ELS : } Q'_y = Q' \cos\alpha = 96.68 \times \cos 8.53 = 95,61 \text{ kg/ml}$$

$$Q'_x = Q' \sin\alpha = 96.68 \times \sin 8,53 = 14,34 \text{ kg/ml}$$

Il s'agit de vérifier que :

$$f_y \leq f_{ad} \quad \text{et} \quad f_x \leq f_{ad}$$

On a:

$$f_{y,\max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \quad ; f_{ad} = \frac{L_y}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_{y,\max} = \frac{5 \times 14,34 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2100000 \times 27,7} = 4,16 \text{ cm} > 3 \text{ cm}$$

Condition n'est pas vérifiée par conséquent il est nécessaire d'utiliser des liernes.

Donc:

$$f_{y,\max} = \frac{2,05 \times q \times \frac{L^4}{2}}{384 \times E \times I_y} \quad ; \quad f_{ad} = \frac{L_y/2}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_{y,\max} = \frac{2,05 \times 14,34 \times 10^{-2} \times 300^4}{384 \times 2100000 \times 27,7} = 0,10 \text{ cm} < 1,5 \text{ cm}$$

$$f_{x,\max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_x} \quad ; \quad f_{ad} = \frac{L_x}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_{x,\max} = \frac{5 \times 95.61 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2100000 \times 318} = 2.42 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

Donc la flèche est bien vérifiée dans les deux plans pour le profilé IPE120.

3.5.4 Vérification au cisaillement

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$V_x < V_{pl,x}$$

$$V_y < V_{pl,y}$$

« V_{pl} » : Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement.

Avec :

$$V_{pl,x} = \frac{A_{vx} \times f_l}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

$$V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times f_l}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

A_v : Aire de cisaillement.

γ_{M0} : Coefficient partiel pour résistance des sections transversales, quelle que soit la classe de section.

Pour IPE120 :

$$A_{vx} = 8.6 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_{vy} = 6.3 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$V_{pl,y} = \frac{6.3 \times 2400}{\sqrt{3} \times 1.1} = 7935.9 \text{ kg}$$

$$V_{pl,x} = \frac{8.6 \times 2400}{\sqrt{3} \times 1.1} = 10833.1 \text{ kg}$$

Et :

$$V_y = \frac{Q_y \times l}{2} = \frac{139.38 \times 6}{2} = 418.14 \text{ kg}$$

$$V_x = 0.625 \times Q_x \times \frac{L}{2} = 0.625 \times 20.91 \times \frac{6}{2} = 39.21kg$$

$$V_y = 418.14kg < V_{pl,y} = 7935.9kg$$

$$V_x = 39.21kg < V_{pl,x} = 10833.1kg$$

D'où les conditions sont largement vérifiées

3.5.5 Vérification au déversement

Le déversement = un flambement latéral + une rotation de la section transversale. Les pannes sont soumises à la flexion déviée [6].

Donc on doit vérifier :

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} \tag{3.7}$$

Calcul du moment ultime :

$$Q = -101.41kg/ml(\text{soulèvement}) \Rightarrow M_{Ed} = \frac{Q \times L^2}{8} = \frac{101,41 \times 6^2}{8} = 465.35kgm$$

Calcul de moment résistant au déversement :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * \beta_w * \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M1}}$$

Ou $\beta_w = 1$, $\gamma_{M1} = 1.1$ pour les sections de classe 1 et 2.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{et} \quad \chi_{LT} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0,5 + (1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$$

Avec :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} * \left[1 + \frac{1}{20} * \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

Pour les poutres à section constante et doublement symétriques (profilés laminés en I et H),et chargée au niveau de son centre de gravité.

Le profilé IPE120 de classe 1 $\Rightarrow \beta_w = 1$ et $w_{ply} = 60,7 \text{ cm}^2$; $i_z = 1.45\text{cm}$; $h = 12\text{cm}$;

$t_f = 0.63\text{cm}$ avec $L = 300 \text{ cm}$ (la lierne joue le rôle d'un appui intermédiaire dans le plan y-y).

α_{LT} : coefficient d'imperfection de déversement ,pour profil laminé $\Rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$

$C_1 = 1.132$ (chargement uniformément répartie)

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{2.1 \times 10^5}{2350}} = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{300/1,45}{1,132^{0,5} * \left[1 + \frac{1}{20} * \left(\frac{300/1,45}{12/0,63} \right)^2 \right]^{0,25}} = 120$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{120}{93,9} = 1,28 > 0,4 \text{ alors il y a risque de déversement.}$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + 0.21(1,28 - 0.2) + 1,28^2] = 1,43$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,43 + \sqrt{1,43^2 - 1,28^2}} = 0,48$$

$$M_{b,Rd} = 0.48 \times 1 \times \frac{60.7 \times 2400 \times 10^{-2}}{1.1} = 635,7 \text{ kgm}$$

$$M_{Ed} = 465.35 \text{ kgm} < M_{b,Rd} = 635,7 \text{ kgm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion : L'IPE120 avec liernes à mi- portées est maintenu pour pannes de toiture.

3.6 Calcul des liernes

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Elles sont reliées entre elle au niveau du faîtage. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

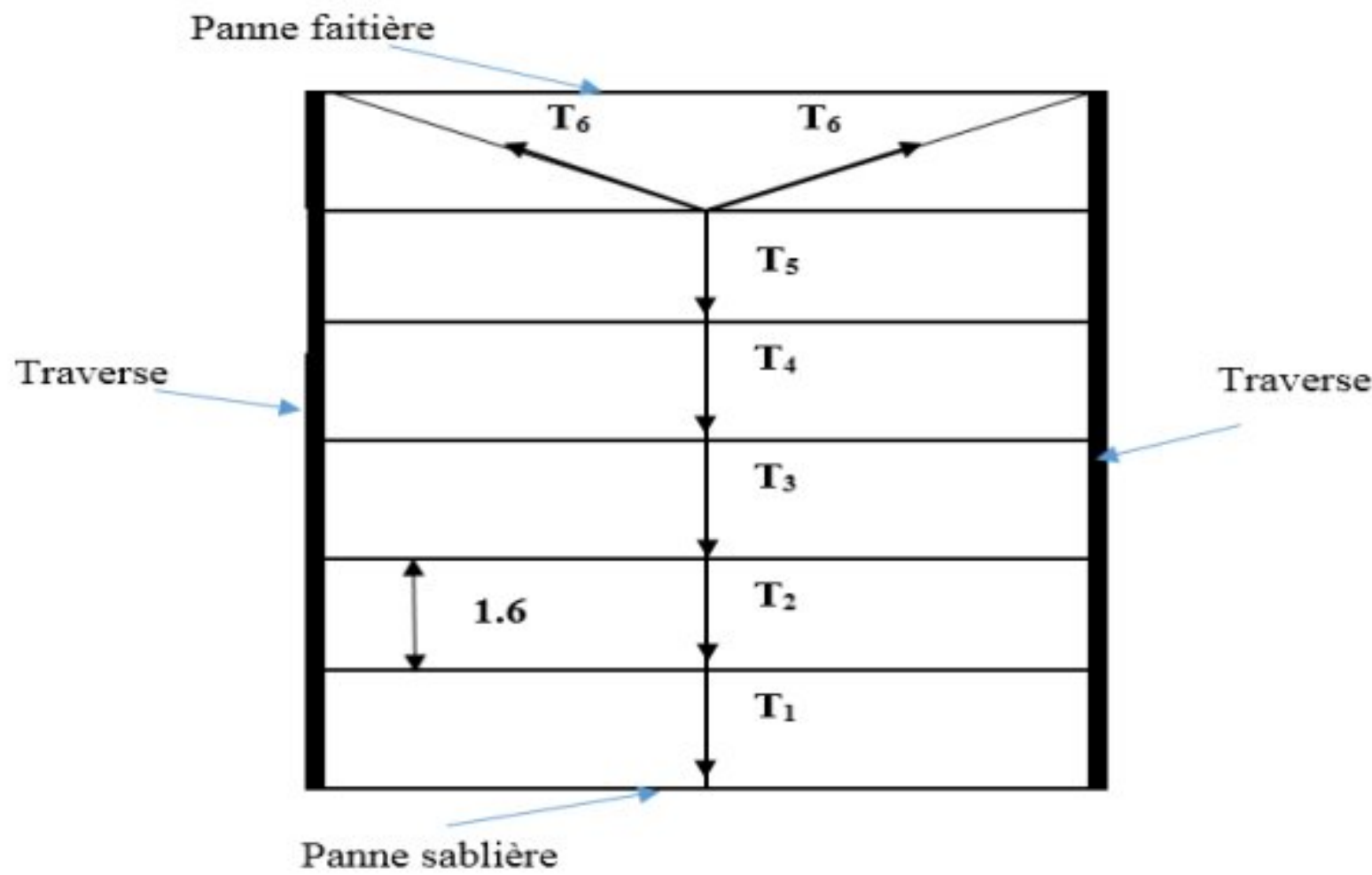


Figure 3.4 : Efforts de traction dans les liernes

3.6.1 Dimensionnement des liernes

➤ La réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1.25 \times Q_x \times l_x = 1.25 \times 20.91 \times 3 = 78.41 \text{ kg} \tag{3.8}$$

➤ Les efforts de traction dans les tronçons de liernes :

Figure 3.5 présente les efforts de traction dans les tronçons de liernes

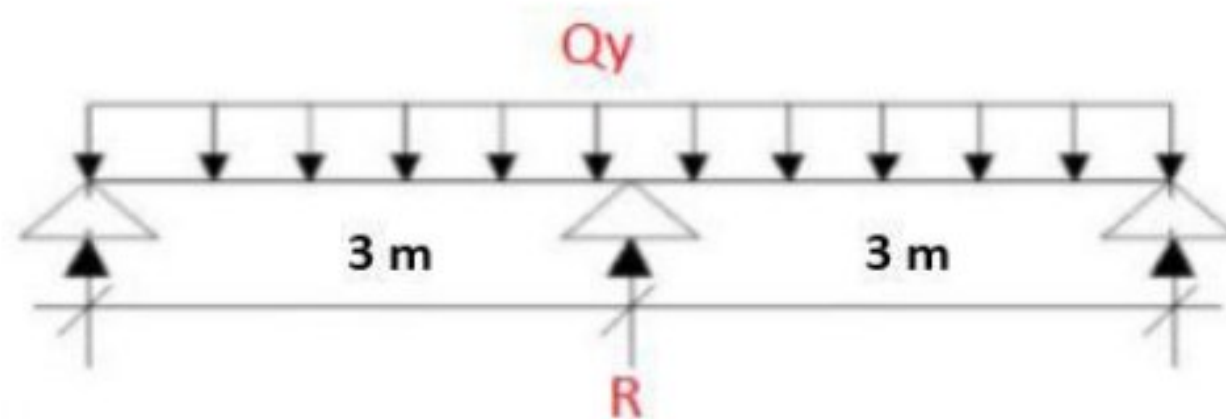


Figure 3.5 : Les efforts de traction dans les tronçons de liernes

Effort de traction dans le tronçon de la lierne L1 provenant de la panne sablière

$$\text{Tronçon } L_1 \Rightarrow T_1 = \frac{R}{2} = \frac{78.41}{2} = 39.21 \text{ kg} \quad (3.9)$$

Efforts dans les tronçons L₂, L₃, L₄ et L₅.

$$T_n = R + T_{n-1} \quad (3.10)$$

$$\text{Tronçon } L_2 \Rightarrow T_2 = R + T_1 = 78.41 + 39.21 = 117.62 \text{ kg}$$

$$\text{Tronçon } L_3 \Rightarrow T_3 = R + T_2 = 196.03 \text{ kg}$$

$$\text{Tronçon } L_4 \Rightarrow T_4 = R + T_3 = 274.44 \text{ kg}$$

$$\text{Tronçon } L_5 \Rightarrow T_5 = R + T_4 = 352.85 \text{ kg}$$

Effort dans les diagonales L₆ : T₆

$$2T_6 \sin(\theta) = T_5 ; T_6 = \frac{T_5}{2 \cdot \sin \theta} = \frac{352,85}{2 \cdot \sin 29,25} = 361,1 \text{ kg} \quad (3.11)$$

$$\text{avec } \theta = \arctg\left(\frac{1,68}{3}\right) = 29,25^\circ$$

$$T_6 = 361,1 \text{ kg}$$

3.6.2 Calcul de la section des liernes

Le tronçon le plus sollicité est le tronçon L₆ :

$$T_6 = N_{sd} = 361,1 \text{ kg}$$

Les liernes travaillent en traction simple, alors il faut vérifier :

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

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{361,1 \times 1,1}{2400} = 0,165 \text{ cm}^2 \rightarrow A \geq 0,165 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0,165 \text{ cm}^2 ;$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times 0,165}{\pi}} = 0,458 \text{ cm} \implies \phi = 10 \text{ mm}$$

Pour des raisons sécuritaire et pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$

Conclusion :

On ce qui concerne la résistance on remarque que le CM66 est plus contraignant que EC3, la marge de plasticité autorisée par CM66 est négligeable par rapport à celle ecommandé par EC3, en outre la condition de la flèche a tranché pour les deux Règlements c'est elle qui donne dans la majorité des cas le profilé final.

Le cisaillement est largement vérifié pour les deux règlements, cela peut être justifié

Par le fait que les profilés IPE ont été conçus essentiellement pour assurer une grande Résistance à l'égard de l'effort de cisaillement.

Les deux règlements prévoient le risque de diversement de la panne mais on remarque la CM66 est plus contraignant que EC 3.

3.7 Dimensionnement de l'échantignolle

3.7.1 Introduction

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes. Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

La figure 3.6 présente l'emplacement de l'échantignolle sur les versants de toitures.

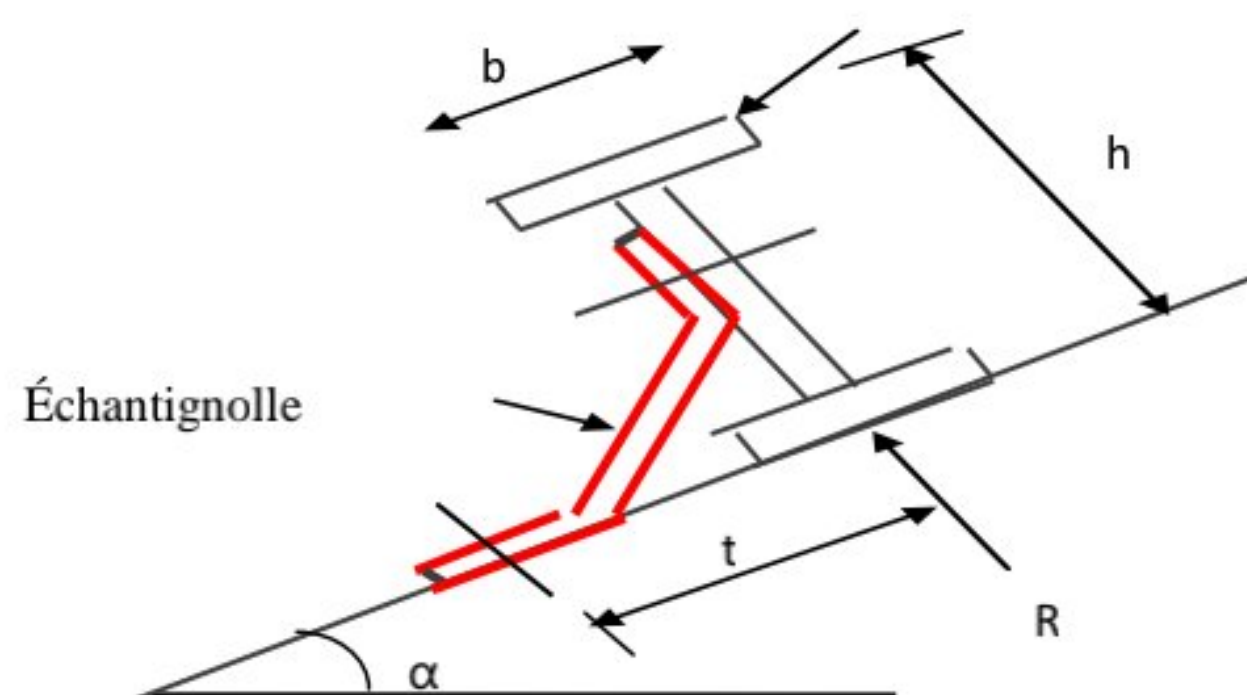


Figure 3.6 : L'emplacement de l'échantignolle

3.7.2 Calcul des charges revenant à l'échantignolle

- ✓ L'excentrement : « t » est limité par la condition suivante :

$$2 \frac{b}{2} \leq t \leq 3 \frac{b}{2} \quad (3.10)$$

Pour IPE 120 :

$$b = 6.4 \text{ cm et } h = 12 \text{ cm}$$

$$6.4 \leq t \leq 9.6 \text{ cm}$$

Donc on prend : $t = 8 \text{ cm}$.

- ✓ Pression de soulèvement : la Pression de soulèvement reprise par l'échantignolle :

$$q = G \cdot \cos\alpha + V_e = -123,1 \text{ kg/ml}$$

- ✓ Effort résultant : l'effort résultant appliqué sur l'échantignolle est donné par :

$$R = \frac{q \times l}{2} \quad (3.12)$$

Soit:
$$R = \frac{123,1 \times 6}{2} = 369,3 \text{ kg}$$

- ✓ Moment de renversement : le Moment de renversement est donné par :

$$M_r = R \times t \quad (3.13)$$

Soit : $M_r = 369,3 \times 0,08 = 29,54 \text{ kg.m}$

Pour dimensionner l'échantignolle, il faut vérifier :

$$\sigma = \frac{M_r}{W_{e,chan}} = \frac{6M_r}{ae^2} \leq \sigma_e \quad (3.14)$$

$$W_{e,chan} \geq \frac{M_r}{\sigma_e} = \frac{29,54 \cdot 10^2}{2400} = 1,23 \text{ cm}^3$$

On suppose que la traverse est un IPE 300 ($b = 150 \text{ mm}$)

Avec : $W_{e,chan} = \frac{be^2}{6}$

Soit, $e = \sqrt{\frac{6 \times W_{e,echan}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 1,23}{15}} = 0,7 \text{ cm}$

Soit $e = 10 \text{ mm}$

$$\sigma = \frac{6 \times 29,54 \cdot 10^2}{15 \times 1^2} = 1181,6 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Condition vérifié.

3.8 Dimensionnement des lisses de bardage

3.8.1 Introduction

Les lisses de bardage sont des éléments assemblés horizontalement sur les portiques et sont sollicitées en flexion déviée. Une flexion dans le plan horizontal suite à l'action du vent sur le bardage, et une flexion dans le plan vertical sous l'action de leur poids propre et celui du bardage associé. Ces éléments peuvent être des profilés en IPE, UAP, etc.... La figure 3.7 montre l'application des charges sur la lisse de bardage.

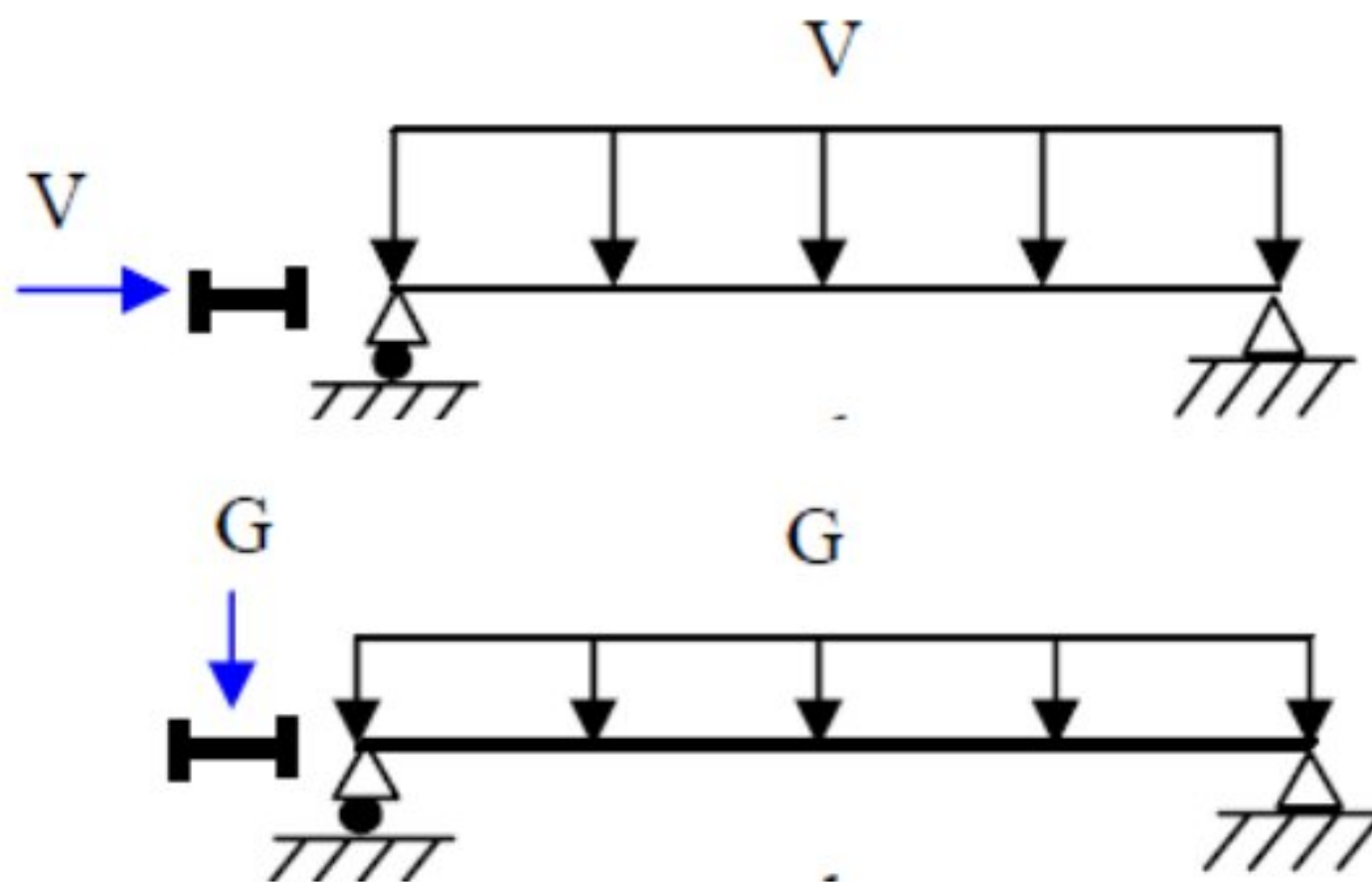


Figure 3.7 : Application des charges sur lisses de bardages

3.8.2 Calcul selon les règles CM66

3.8.2.1 Calcul en flexion horizontale

- *Condition de résistance :*

Pour le calcul des lisses de bardage du long pan (longueur = 6 m, entraxe = 1,5 m), supportant un bardage en bacs d'acier (poids estimé à **10 kg/m²**), la pression du vent normal qui revient à une lisse de bardage est :

$$V_n = 61,6 \cdot 1,5 = 92,4 \text{ kg/ml}$$

Avec d = 1,5 m = est l'entre-axes des lisses de bardage.

La pression du vent extrême est :

$$P_e = V_e = 1,75 \times V_n = 1,75 \times 92,4 = 161,7 \text{ kg/ml.}$$

Pour le calcul en résistance, on utilise l'action de vent extrême W_e .

$$M_x = \frac{P_e \cdot l^2}{8}$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} \leq \sigma_e \Rightarrow W_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e}$$

- La pression du vent sur les parois verticales est :

$$P_e = 161,7 \text{ kg/ml.}$$

$$M_{x,\max} = \frac{P_e \times l^2}{8} = \frac{161,7 \times 6^2}{8} = 727,65 \text{ kg.m}$$

$$W_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e} \Rightarrow W_x \geq \frac{727,65 \times 10^2}{2400} = 30,31 \text{ cm}^3$$

Ce qui correspond à un : UAP100 [$W_x = 41,9 \text{ cm}^3$; $W_y = 9,95 \text{ cm}^3$]

La figure 3.8 montre la disposition des lisses de bardage en long

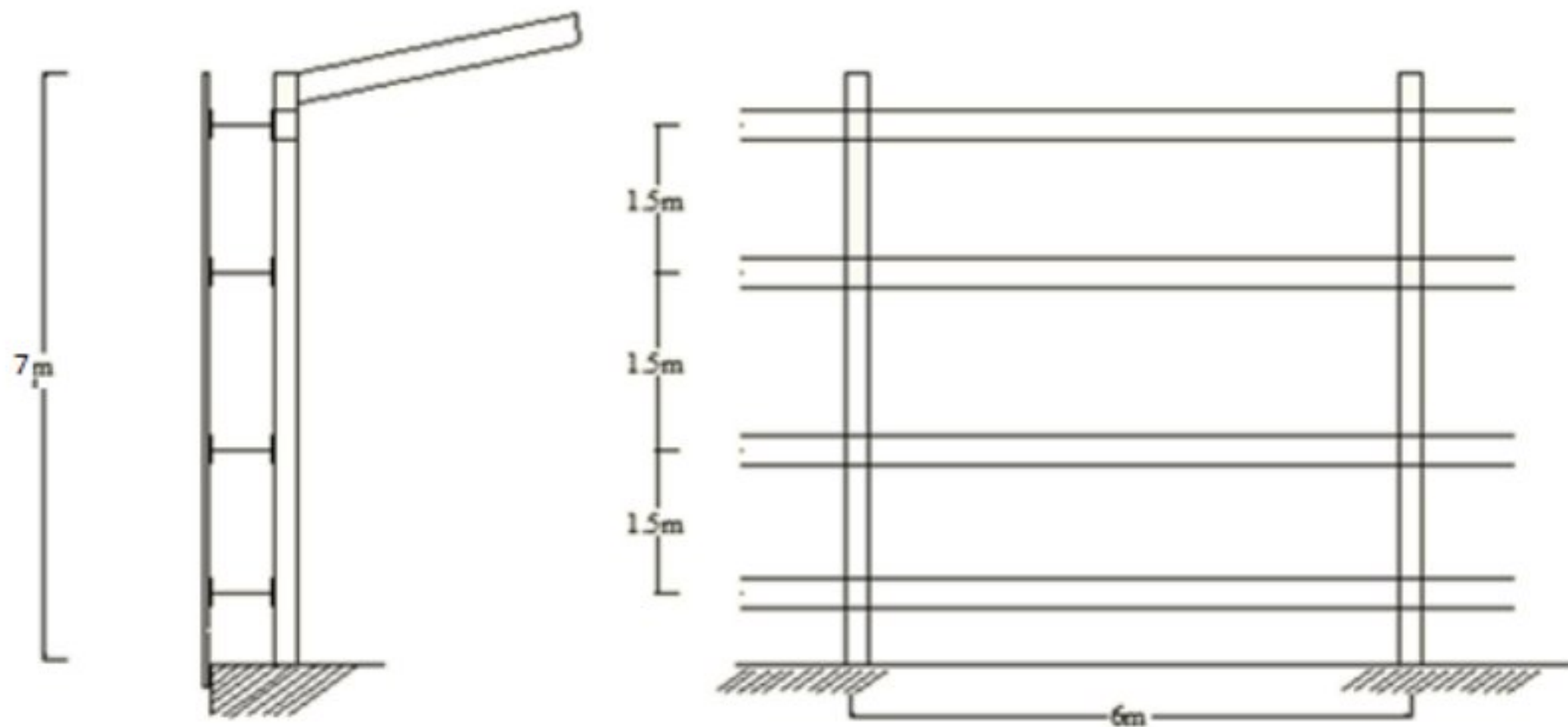


Figure 3.8 : Disposition des lisses de bardages

▪ **Vérification de condition de la flèche**

La flèche horizontale est calculée avec la pression du vent normal V_n :

$$f_{x,max} = \frac{5}{384} \times \frac{V_n \times L^4}{E \times I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{92,4 \times 10^{-2} \times 600^4}{21 \times 10^5 \times 209,5} = 3,544 \text{ cm}$$

$$f_{x,max} = 3.544 \text{ cm} > \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

L'UAP100 ne vérifie pas la condition de flèche horizontale, alors on doit passer à l'UAP 130.

UAP130 [PP=13, 74 kg/ml, $I_x = 459, 56 \text{ cm}^4$, $W_x = 70, 70 \text{ cm}^3$, $I_y = 51,34 \text{ cm}^4$, $W_y = 13,78 \text{ cm}^3$]

$$f_{x,max} = \frac{5}{384} \times \frac{V_n \times L^4}{E \times I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{92,4 \times 10^{-2} \times 600^4}{21 \times 10^5 \times 459,56} = 1,61 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \text{ Flèche vérifiée.}$$

3.8.2.2 Vérification de la condition de flèche verticale

La lisse fléchit verticalement en outre de l'effet de son poids propre celui du poids du bardage qui lui est associé.

- Dans notre structure on a :

- Le Poids du bardage estimé à 12kg/m²
- Les accessoires : 5kg/ m²
- Le poids de la lisse (UAP 130) : 13.74 kg/m
- La charge non pondérée vaut :

$$P = (12+5) \times 1.5 + 13.74 = 39,24 \text{ kg/ml}$$

- La flèche verticale est alors :

$$f_{y,max} = \frac{5}{384} \times \frac{P \times L^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{39,24 \times 10^{-2} \times 600^4}{21 \times 10^5 \times 51,34} = 6,14 \text{ cm}$$

$$f_{y,max} = 6,14 \text{ cm} > 3 \text{ cm} \implies \text{Condition de flèche non vérifiée.}$$

Dans ce cas on doit prévoir des serpentes à mi- portée qui seront considérées comme des appuis intermédiaires, donc la nouvelle flèche maximale sera égale à:

$$f_{y,max} = \frac{2,05}{384} \times \frac{P \times \left(\frac{l}{2}\right)^4}{E \times I_y} = \frac{2,05}{384} \times \frac{39,24 \times 10^{-2} \times 300^4}{21 \times 10^5 \times 51,34} = 0,16 \text{ cm}$$

$$f_{y,max} = 0.16 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \implies \text{Dans ce cas la condition de la flèche est bien vérifiée.}$$

▪ Vérification des contraintes

Les contraintes maximales de flexion ont lieu à mi- portée des lisses, sous l'effet Combiné des moments pondérés M_x et M_y .

$$M_{x,max} = \frac{P_e \times l^2}{8} = \frac{161.7 \times 6^2}{8} = 727.65 \text{ kg.m}$$

$$\text{Avec: } G_{max} = 1.34 \times P = 1.34 \times 39.24 = 52.58 \text{ kg/ml}$$

Alors:

$$M_{y,max} = \frac{G_{max} \cdot l'^2}{8} = \frac{52.58 \times 3^2}{8} = 59,15 \text{ kg.m}$$

Il faut donc vérifier que :

$$\sigma_x + \sigma_y < \sigma_e$$

Donc :

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_e$$

$$\Rightarrow \frac{727,65 \times 10^2}{70,70} + \frac{59,15 \times 10^2}{13,78} = 1458,45 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

La condition de résistance est bien vérifiée alors l'UAP 130 est maintenu pour les lisses de bardage.

3.8.3 Calcul selon l'EC3

3.8.3.1 Calcul en flexion horizontale

- *Condition de résistance*

Le critère de résistance selon l'EC3 est le suivant : $M_y \leq M_{pi}$ (3.20)

$$\text{Avec } M_{pi} = \frac{W_{pi} \times f_y}{\gamma_{M1}} \geq M_y \Rightarrow W_{pi} \geq \frac{M_y \times \gamma_{M1}}{f_y} = \frac{59,15 \times 1,1 \times 10^3}{2400} = 27,11 \text{ cm}^3$$

Ce qui correspond bien à un UAP80

- *Condition de la flèche*

Elle est à vérifier sous une charge non pondérée :

$$F_y = \frac{5}{384} \times \frac{P \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{92,4 \times 6000^4 \times 10^{-2}}{2,1 \times 10^5 \times 107,13 \times 10^4} = 69,3 \text{ mm} = 6,93 \text{ cm} > 3 \text{ cm}$$

La flèche n'est pas vérifiée.

Donc on prend : l'UAP130 [$W_x = 70,7 \text{ cm}^4$; $W_y = 13,78 \text{ cm}^4$]

Avec UAP 130 :

$$F_x = \frac{5}{384} \times \frac{V_n \times l^4}{E \times I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{92,4 \times 6000^4 \times 10^{-2}}{2,1 \times 10^5 \times 459,56 \times 10^4} = 16,16 \text{ mm} = 1,62 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

3.8.3.2 Calcul en flexion verticale

- *Condition de la flèche*

$$F_y = \frac{5}{384} \times \frac{P \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{39,24 \times 6000^4 \times 10^{-2}}{2,1 \times 10^5 \times 51,34 \times 10^4} = 61,41 \text{ mm} = 6,14 \text{ cm} > 3 \text{ cm}$$

La flèche est encore excessive, il faut donc :

- Soit adopter un profilé supérieur à l'UAP130.
- Soit dispose des suspentes à mi- portée pour créer un appui intermédiaire, dans ce cas la poutre fonctionne en continu sur 3 appuis dans le plan vertical.

3.8.4 Calcul des suspentes

De la même façon que les liernes, nous allons dimensionner les suspentes.

$$R = 1.25Q_y \times \frac{l}{2} = 1.25 \times 39.24 \times \frac{6}{2} = 147.15 \text{ kg}$$

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{147.15}{2} = 73.575 \text{ kg}$$

$$T_2 = R + T_1 = 147.15 + 73.575 = 220.725 \text{ kg}$$

$$T_3 \times \sin\theta = T_2 \Rightarrow \sin\theta = \arctg \frac{1.5}{3}$$

$$T_3 = \frac{T_2}{2\sin(\theta)} = \frac{220.725}{2\sin(26.57)} = 246.735 \text{ kg}$$

3.8.4.1 Calcul selon CM66

- Traction simple

$$N = T_3 \leq A \sigma_e \tag{3.15}$$

Avec : $A = \pi \times \frac{D^2}{4}$

Donc : $D \geq \sqrt{\frac{4 \times T_3}{\pi \times \sigma_e}} \Rightarrow \sqrt{\frac{4 \times 246.735}{3.14 \times 2400}} = 0.36 \text{ cm}$

Pour des raisons pratiques, et pour assurer plus de sécurité on prend une barre ronde de diamètre d=10mm.

3.8.4.2 Calcul selon l'EC3

- Traction simple

$$N = T_3 \leq \frac{A f_s}{\gamma_{M1}} \quad (3.16)$$

Avec : $A = \pi \times \frac{D^2}{4}$

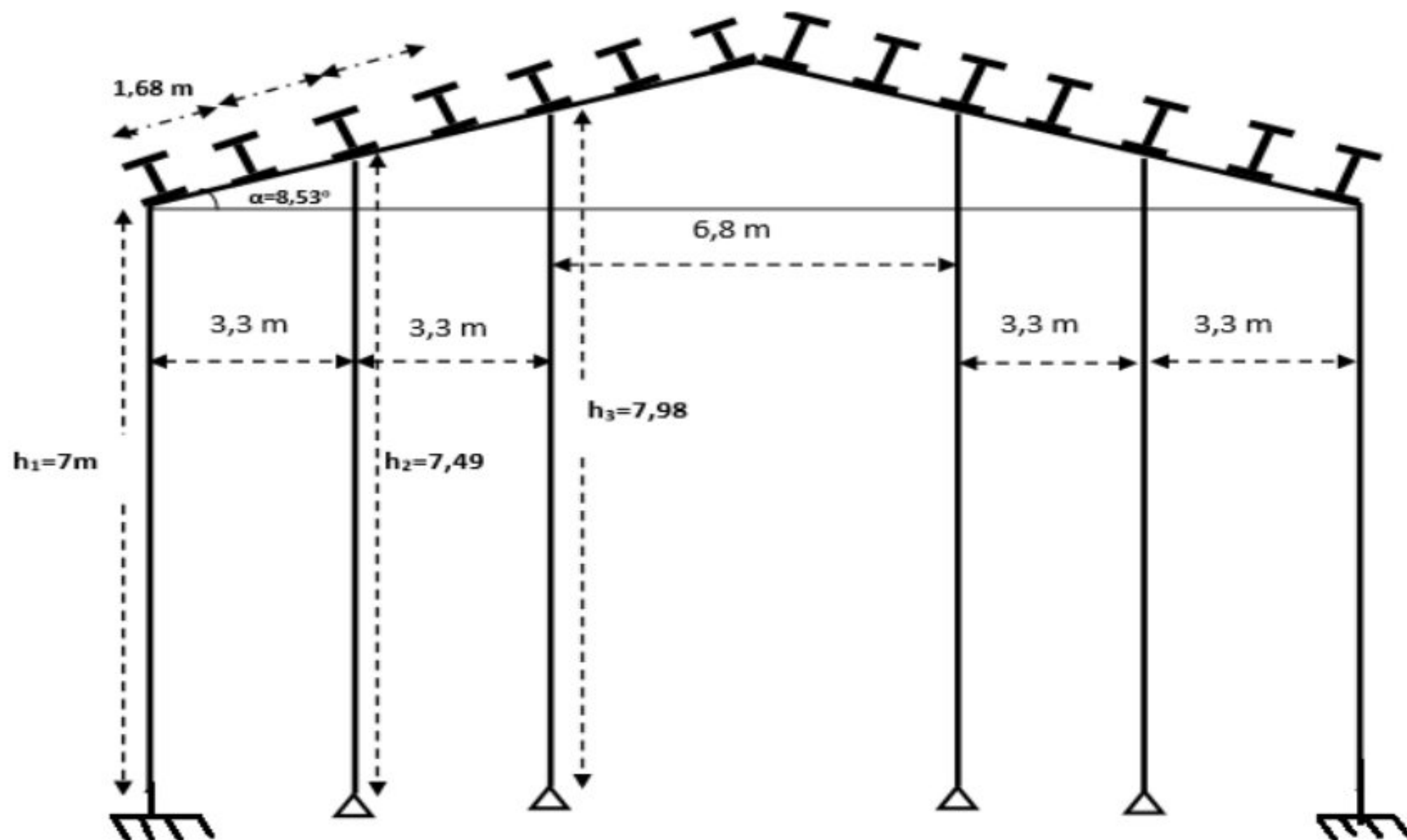
Donc : $D \geq 2 \sqrt{\frac{4 \times T_3 \times \gamma_{M1}}{\pi f_y}} \Rightarrow 2 \sqrt{\frac{4 \times 246.735 \times 1.1}{3.14 \times 2400}} = 0.76 \text{ cm} = 7.6 \text{ mm}$

Pour des raisons pratiques, et pour assurer plus de sécurité on prend une barre ronde de diamètre $d = 10 \text{ mm}$.

3.9 Les potelets

3.9.1 Introduction

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou H destiné à rigidifier la clôture (bandage) et résister aux efforts horizontaux du vent, ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités quatre potelets seront disposées entre les deux poteaux de rive. La figure 3.8 montre la disposition du potelet entre les deux poteaux de rive.



La figure 3.9 : Disposition des potelets

3.9.2 Evaluation des charges

Le potelet travaille à la flexion sous l'effet du vent provenant du bardage et des lisses, et à la compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et de celui des lisses qui lui sont associées, et de ce fait il fonctionne à la flexion composée.

- **Charges permanentes**

G = poids propre du potelet + poids propres des lisses + poids propre du bardage.

- Le poids des lisses : $G_t = 4 \times P_l \times e = 4 \times 13.74 \times 3.3 = 181.37 \text{ kg}$
- Le poids du bardage : $G_{bar} = P_{bar} \times H_p \times e = (12 + 5) \times 8.5 \times 3.3 = 476.85 \text{ kg}$

- **Charge climatique :**

$$V_n = 58,97 \text{ kg/m}^2 \longrightarrow P_n = 58,97 \times 3.3 = 194.6 \text{ kg/ml}$$

3.9.3 Calcul selon les règles CM66

3.9.3.1 Vérification de flèche

La hauteur du potelet le plus haut est: $L = 7.98 \text{ m}$

Donc :

$$f_{y,\max} = \frac{5}{384} \times \frac{P \times L^3}{E \times I_y} \leq \frac{l}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{1000 \times P l^3}{384 \times E} = \frac{1000 \times 194.6 \times 10^{-2} \times 798^3}{384 \times 2.1 \times 10^6}$$

$$= 1226.31 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE 200**. La figure 3.10 montre la section d'un IPE. Les caractéristiques géométriques de l'IPE200 sont données dans le tableau 3.2.

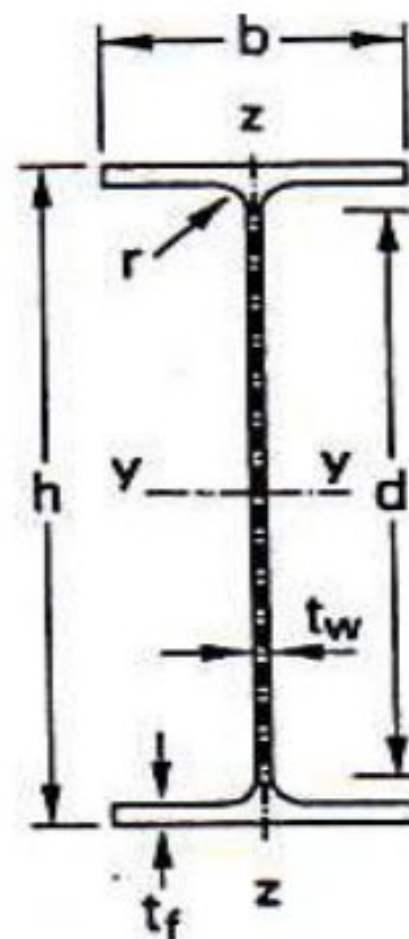


FIGURE 3.10 : Section d'un IPE

Tableau3.2 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 200.

Profilé	Dimensions							Caractéristiques de calcul					
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	d mm	A cm ²	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³	i _y cm	i _z cm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴
IPE200	22,4	200	100	5,6	8,5	159	28,5	220,6	44,6	8,26	2,24	1943,2	142,31

3.9. 3.2 Vérification du potelet à la flexion composée simple

Utilisons dans ce cas la formule enveloppe de vérification qui est donnée par l'expression ci-dessous :

$$\frac{9}{8} (K \cdot \sigma + k_d \cdot \sigma_{fx}) \leq \sigma_e \tag{3.17}$$

$k_d = 1.0$: le déversement est empêché par la présence du bardage tout le long de la hauteur du potelet.

Les potelets sont sollicités à la flexion due au vent et à la compression (due au poids propre de la lisse, du potelet, et celui du bardage).

Ils sont assujettis au portique par appuis glissants, ainsi ils ne supportent en aucune cas la toiture.

- **Efforts de compression**

$$G = G_{\text{bar}} + G_t + G_{\text{potelet}}$$

$$G = 181.37 + 476.85 + 22.4 \times 7.98 = 836.97 \text{ kg}$$

- La contrainte de compression simple vaut :

$$\sigma = \frac{G}{A} = \frac{836.97}{28.5} = 29,37 \text{ kg/cm}^2$$

La présence des lisses de bardage empêche le flambement des potelets par rapport à l'axe y-y. Par conséquent il convient d'étudier le flambement uniquement par rapport à l'axe x-x.

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{798}{8,26} = 96,6 \implies k_x = 1,87$$

- Contrainte de flexion simple :

$$M_x = \frac{P_e \times L^2}{8} = \frac{1,75 \times 194,6 \times 7,98^2}{8} = 2710,8 \text{ kg.m}$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{2710,8 \times 10^2}{194,3} = 1395,16 \text{ kg/cm}^2$$

- Vérification du potelet :

$$\frac{9}{8} (1,87.34,44 + 1,0 \cdot 1395,16) = 1642 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

La condition de stabilité est vérifiée, alors l'**IPE 200** est maintenu comme sections des potelets.

3.9.4 Calcul selon l'EC3

3.9.4.1 Pré-dimensionnement d'après la condition de flèche

$$F_{y,max} = \frac{5}{384} \times \frac{V_n \times L^3}{E \times I_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{1000 \times Pl^3}{384 \times E} = \frac{1000 \times 194,6 \times 10^{-2} \times 798^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 1226,31 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE 200**

- Charge permanente :

$$G = G_{bar} + G_t + G_{potelet} = 476,85 + 181,37 + 22,4 \times 7,98 = 836,97 \text{ kg}$$

3.5.4.2 Vérification de la section à la résistance

a) *Interaction avec l'effort tranchant :*

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

Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et effort tranchant.

On a:

$$Q_{z,sd} = 1,5 \cdot V_n = 1,5 \times 58,97 \times 3,3 = 291,9 \text{ kg/ml}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L}{2} = \frac{291,9 \times 7,98}{2} = 1164,68 \text{ kg}$$

$$A_{v,z} = 14 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{v,z} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{14 \times (2400 / \sqrt{3})}{1,1} = 17635,42 \text{ kg}$$

$$V_{z,Sd} = 1164,68 \text{ kg} < 0,5 \times V_{pl,Rd} = 0,5 \times 17635,42 = 8817,7 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

b) Interaction avec l'effort normal :

$$\text{Si } N_{sd} \leq \text{Min}(0,25 \cdot N_{pl,Rd}; 0,5 \cdot A_w \cdot f_y / \gamma_{M0})$$

Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 1,35 \times G = 1,35 \times 836,97 = 1129,91 \text{ kg}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28,5 \times 2400}{1,1} = 62181,82 \text{ kg}$$

$$0,25 \times N_{pl,Rd} = 0,25 \times 62181,82 = 15545,45 \text{ kg}$$

$$A_w = (A - 2b \times t_f) = 28,5 - 2 \times 10 \times 0,85 = 11,5 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,5 \times A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 11,5 \times 2400}{1,1} = 12545,45 \text{ kg}$$

$$N_{sd} = 1129,91 \text{ kg} \leq \text{Min}(0,25 \times N_{pl,Rd} = 15545,45 \text{ kg}; \frac{0,5 \times A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = 12545,45 \text{ kg}) = 12545,45 \text{ kg}$$

La condition est vérifiée, alors il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort normal.

c) Vérification à la flexion :

$$M_{y,Sd} \leq M_{cy,Rd}$$

$M_{cy,Rd}$: est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

– Classe de la section :

– Classe de la semelle (semelle comprimée) :

$$\frac{C}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{(10 - 0,56 - 2 \times 1,2)/2}{0,85} = 4,14 < 10 \Rightarrow \text{la semelle est de classe 1}$$

– Classe de l'âme (flexion composée) :

$$\alpha = \frac{1}{d} \cdot \left(\frac{d+d_c}{2} \right) \leq 1 \text{ et } d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{1129,91}{0,56 \times 2400} = 0,84 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{15,9} \cdot \left(\frac{15,9+0,84}{2} \right) = 0,53 > 0,5$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1} \Rightarrow \frac{15,9}{0,56} = 28,39 < \frac{396}{13 \times 0,65 - 1} = 53,15$$

Condition vérifiée, alors **l'âme est de classe 1.**

Donc la section est de classe 1.

$$M_{cy,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{220,6 \times 2400}{1,1} = 481309,1 \text{ kg.cm} = 4813,09 \text{ kg.m}$$

$$Q_{z,Sd} = 1,5 \cdot V_n = 1,5 \times 58,97 \times 3,3 = 291,9 \text{ kg/ml}$$

$$M_{y,Sd} = \frac{Q_{z,Sd} \times L^2}{8} = \frac{291,9 \times 7,98^2}{8} = 2323,54 \text{ kg.m}$$

$$M_{y,Sd} = 2323,54 \text{ kg.m} < M_{cy,Rd} = 4813,09 \text{ kg.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3.9.4.3 Vérification du potelet à l'instabilité

La présence du bardage tout le long de la hauteur du potelet empêche ce dernier contre tout risque de déversement, par conséquent la vérification au déversement n'est pas prise en compte dans nos calculs.

La vérification à instabilité au flambement est donnée par les formules suivantes :

a) Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,Sd}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1 \tag{3.17}$$

➤ Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_y et χ_z

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

Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan perpendiculaire au plan du portique) :

➤ Longueur de flambement:

$$L_y = L = 8,2 \text{ m. (hauteur totale du potelet)}$$

➤ Calcul de l'élanement

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{820}{8,26} = 99,3$$

➤ Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{21 \times 10^5}{2350}} = 93,91$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_A]^{0,5} ; \beta_A = 1 \text{ (Sections 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{99,3}{93,91} = 1,06$$

➤ Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous permet de choisir la courbe d flambement en fonction du type de la section.

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1,2 ; t_f = 8,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Suivant l'axe y-y : courbe a $\alpha=0,21$

➤ Facteur de réduction :

$$\chi_y = 0,65 \text{ (tableau du coefficient de Flambement } \chi \text{ de la courbe a)}$$

Flambement par rapport à l'axe faible z-z (dans le plan du portique) :

➤ Longueur de flambement:

$$l_z = l = 1,5 \text{ m. (entraxe des lisses).}$$

➤ Calcul de l'élanement

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{150}{2,24} = 66,96$$

➤ Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{21 \times 10^5}{2350}} = 93,91$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_A]^{0,5} ; \beta_A = 1 \text{ (Sections 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{66,96}{93,91} = 0,71$$

➤ Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous permet de choisir la courbe de flambement en fonction du type de la section.

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1,2 ; t_f = 8,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Suivant l'axe z-z: courbe b $\alpha=0,34$

➤ Facteur de réduction :

$\chi_z = 0,82$ (tableau du coefficient de Flambement χ de la courbe **b**)

$$\chi_{min} = \min(0,65 ; 0,82) ; \chi_{min} = 0,65$$

➤ Calcul du coefficient k_y :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) = 1,06 \times (2 \times 1,3 - 4) + \left(\frac{220,6 - 194,3}{194,3} \right) = -1,36$$

$$\mu_y = -1,36 < 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-1,36 \times 1129,91}{0,65 \times 28,5 \times 2400} = 1,03 < 1,5$$

- β_{My} : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{My} = 1.3$

Vérification au flambement :

$$\begin{aligned}
 N_{Sd} &= 1136.57 \text{ kg} \\
 \chi_{min} &= 0,65 \\
 N_{pl,Rd} &= 62181,82 \text{ kg} \\
 k_y &= 1,04 \\
 M_{y,Sd} &= 2967,7 \text{ kg.m} \\
 M_{pl,y,Rd} &= 4813,09 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,Sd}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{1129.91}{0,65 \times 62181,82} + \frac{1,04 \times 2967,7}{4813,09} = 0,67 < 1$$

Condition vérifiée.

Conclusion :

L’**IPE 200** convient comme potelet.

3.10 Les contreventements

3.10.1 Introduction

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d’assurer la stabilité de l’ossature en s’opposant à l’action de forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets de séismes, chocs etc.

3.10.2 Les différents types de contreventements

a. Contreventements de toiture (poutre au vent)

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture comme la montre la figure 3.12 ci-dessous. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse. Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

b. Contreventement de façades:(palée de stabilité)

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

La figure3.11 montre la disposition du contreventement de toiture et façades.

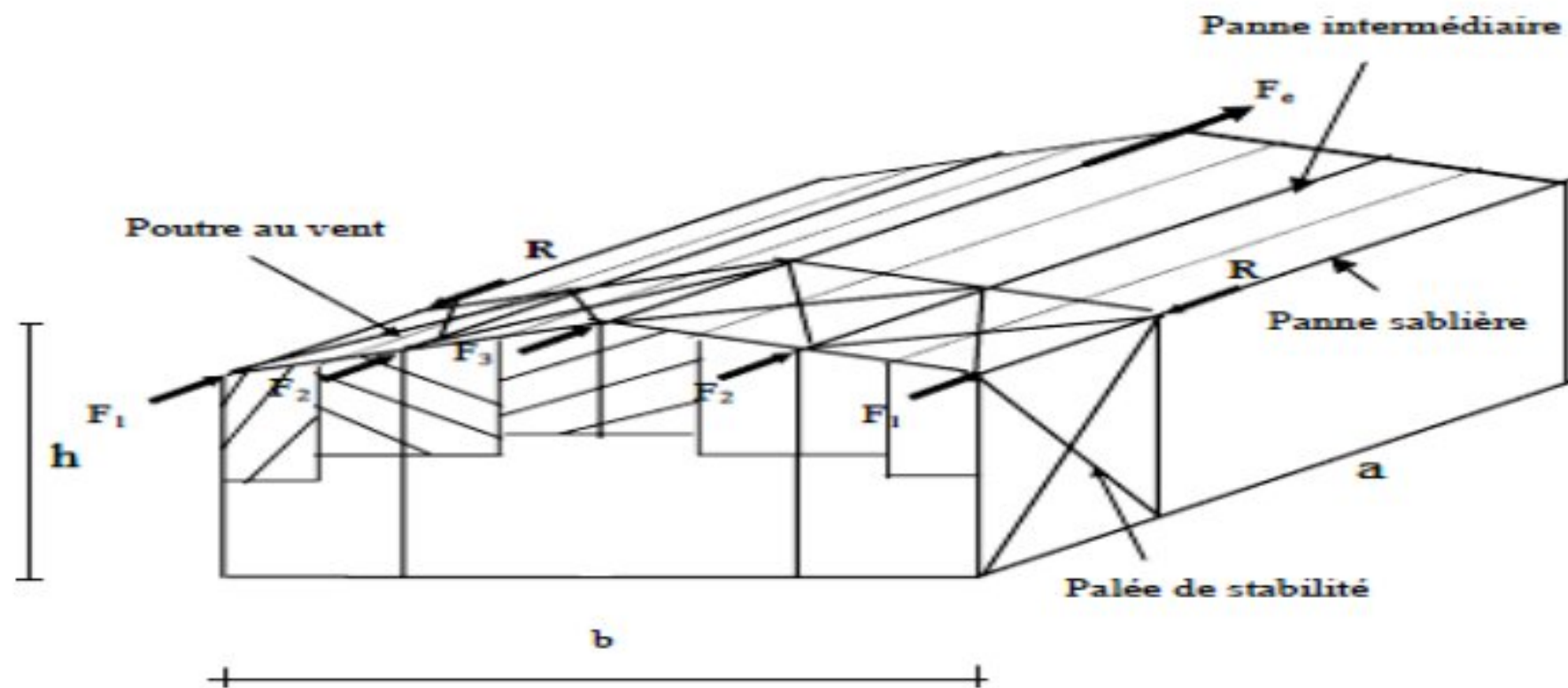


Figure 3.11 :La disposition du contreventement

3.10.3 Calcul de la force horizontale d'entraînement

$$F_e = C_t \times q_h \times S \tag{3.18}$$

$$S = \frac{b}{\cos\alpha} \times (a - 4h)$$

$$S = \frac{20}{\cos(8.53)} \times (48 - (4 \times 8.5)) = 283.13 \text{ m}^2$$

$$(C_t=0.01) \Rightarrow F_e = 0.01 \times 60 \times 283.13 = 169.88 \text{ kg}$$

3.10.3.1 Evaluation des efforts horizontaux

La figure 3.12 montre l'application des charges dues au vent sur la poutre au vent .

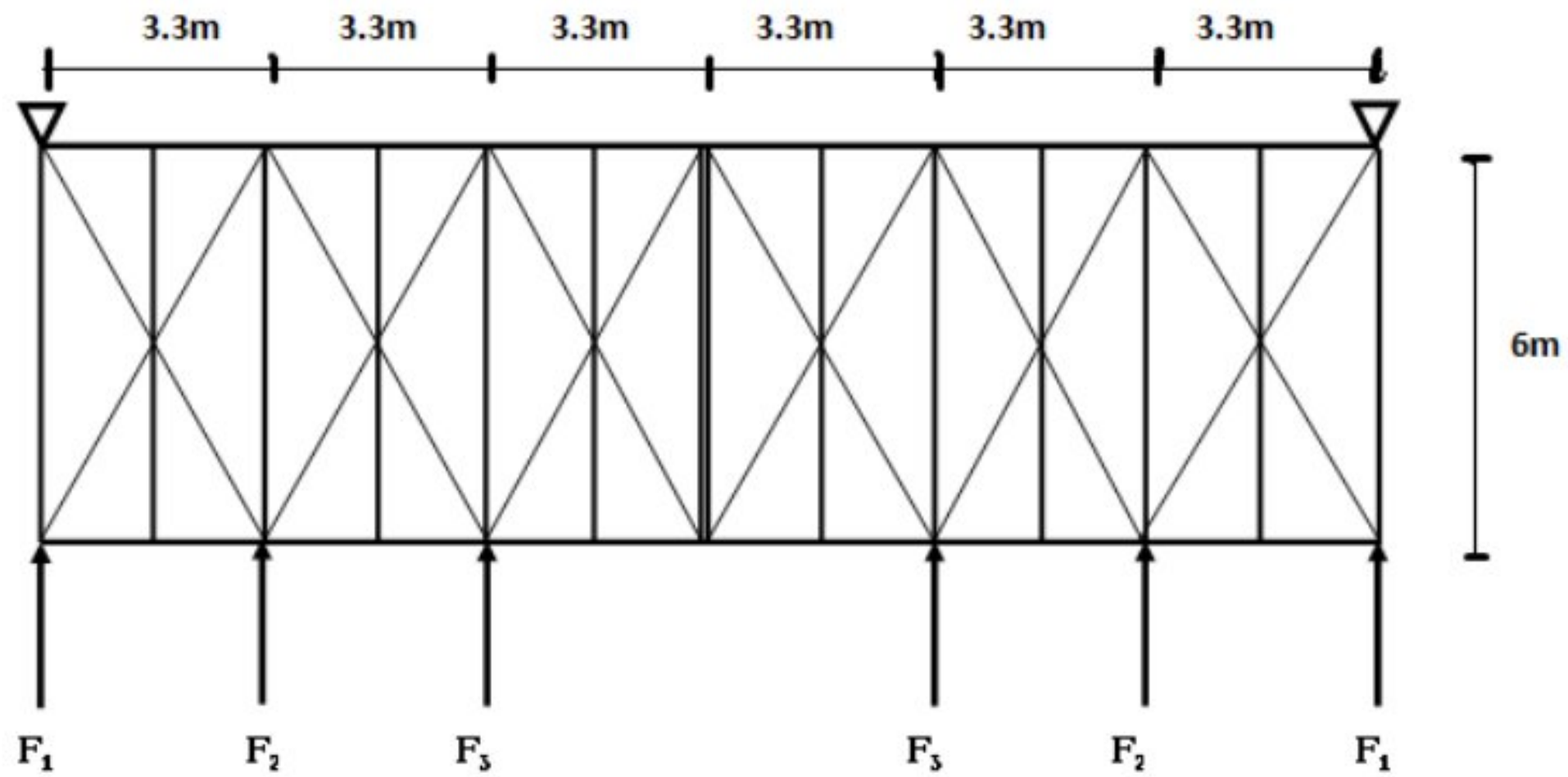


Figure 3.12 : Cheminement des efforts dans la poutre au vent

$$V_e = 1.75 \times V_n = 60 \times 1.75 = 105 \text{ kg/m}^2$$

$$F_1 = \left(V_e \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{10} \right) + \frac{F_e}{10} \tag{3.19}$$

F_1 = effort en tête du poteau et h_1 = hauteur du poteau=7 m

$$F_1 = \left(105 \times \frac{7}{2} \times \frac{20}{10} \right) + \frac{169.88}{10} = 752 \text{ kg}$$

$$F_2 = \left(V_e \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{5} \right) + \frac{F_e}{5} \tag{3.20}$$

F_2 =Effort en tête du potelet 1(potelet à côté du poteau) , h_2 = hauteur du potelet 1 = 7,49m

$$F_2 = \left(105 \times \frac{7.49}{2} \times \frac{20}{5} \right) + \frac{169.88}{5} = 1606.88 \text{ kg}$$

$$F_3 = \left(V_e \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{5} \right) + \frac{F_e}{5}$$

F_3 = Effort en tête du potelet 2 ; h_3 = 7.98m

$$F_3 = \left(105 \times \frac{7.98}{2} \times \frac{20}{5} \right) + \frac{169.88}{5} = 1709.78 \text{ kg}$$

3.10.3.2 Effort de traction dans les diagonales

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort dans les diagonales d'extrémité (les plus

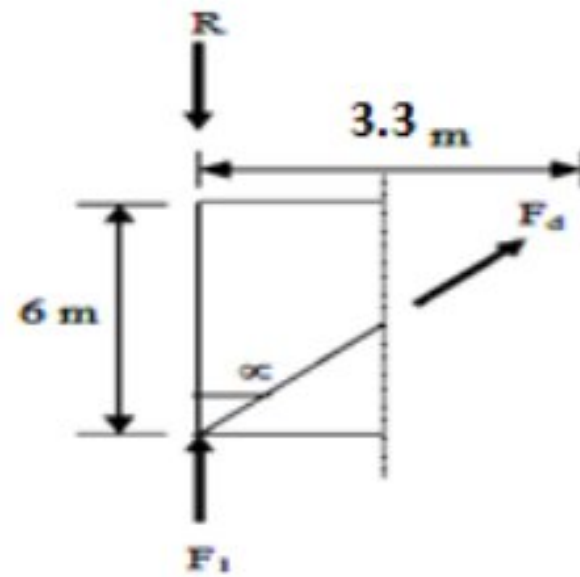
sollicitées) est donné comme suit :

$$Fd \times \cos\alpha + F1 = R \quad (3.21)$$

Avec : $R = \frac{2F_1+2F_2+2F_3}{2} = F_1 + F_2 + F_3 = 752+1709.78 +1606.88=4068.67 \text{ kg}$

$$Fd = \frac{R - F1}{\cos\alpha} = \frac{4068.67 - 752}{\cos 28.8^\circ} = 3487.83 \text{ kg}$$

$$\tan \alpha = \frac{3.3}{6} = 0,55 \text{ alors } \alpha = 28.8^\circ$$



Section A de la diagonale :

$$A \geq \frac{F_d}{\sigma_e} = \frac{3487.83}{2400} = 1,58 \text{ cm}^2$$

Soit L40×40×4 (A=3.06 cm²)

Une cornière isolée de 40×40×4 avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient :

3.10.4 Calcul de la palée de stabilité en long pan

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts de vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

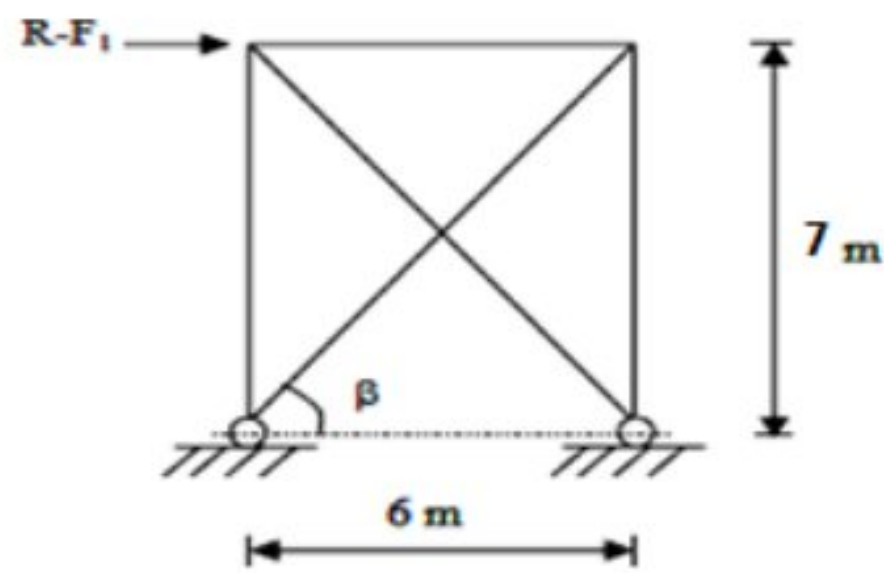


Figure 3.13 : Cheminement des efforts dans le palée de stabilité

3.10.4.1 Effort de traction dans la diagonale tendue

Par la méthode des coupures :

$$N_d \times \cos\beta = R - F_1 \quad (3.22)$$

$$\tan\beta = \frac{7}{6} = 1,1667 \text{ alors } \beta = 49,4^\circ$$

$$N_d = \frac{R - F_1}{\cos\beta} = \frac{4068.67 - 752}{\cos(49,4^\circ)} = 5096.5 \text{ kg}$$

Section A de la diagonale :

$$A \geq \frac{N_d}{\sigma_e} = \frac{5096.5}{2400} = 2,12 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière de 70×70×7 (A=4,80 cm²)

3.10.5 Calcul selon l'EC3

- Calcul de la poutre au vent en pignon

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise à des réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement des efforts horizontaux.

3.10.5.1 Calcul des forces

$$F1 = Ve \times \left(\frac{h1}{2} \times \frac{L1}{2}\right) + \frac{Fe}{10} = 105 \times \left(\frac{7}{2} \times \frac{3.3}{2}\right) + \frac{169.88}{10} = 623.36 \text{kg}$$

$$F2 = Ve \times \frac{h2}{2} \times \left(\frac{L1}{2} + \frac{L2}{2}\right) + \frac{Fe}{5} = 105 \times \frac{7.49}{2} \times \left(\frac{3.3}{2} + \frac{3.3}{2}\right) + \frac{169.88}{5} = 1331.62 \text{ kg}$$

$$F3 = Ve \times \frac{h3}{2} \times \left(\frac{L2}{2} + \frac{L3}{2}\right) + \frac{Fe}{5} = 105 \times \frac{7.98}{2} \times \left(\frac{3.4}{2} + \frac{3.4}{2}\right) + \frac{169.88}{5} = 1458.41 \text{ kg}$$

3.10.5.2 Effort de traction dans les diagonales

Avec :

$$R = \frac{2F1+2F2+2F3}{2} = F1 + F2 + F3 = 623.36+1331.62 +1458.41 = 3413.39 \text{kg}$$

$$Fd = \frac{R - F1}{\cos\alpha} = \frac{3413.39 - 623.36}{\cos 28.8^\circ} = 3183.85 \text{kg}$$

$$\tan \alpha = \frac{3.3}{6} = 0,55 \text{ alors } \alpha = 28.8^\circ$$

Section A de la diagonale :

$$N = Fd \leq Npl = \frac{Afy}{\gamma M0} \Rightarrow A \geq \frac{\gamma M0 \times N}{fy} = \frac{1 \times 3183.85}{2400} = 1.32 \text{cm}^2$$

Soit L40×40×4 (A=3.06 cm²)

Une cornière isolée de 40×40×4 avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient.

3.10.5.3 Calcul de la palée de stabilité en long pan

$$Nd \times \cos\beta = R - F1$$

$$\tan\beta = \frac{7}{6} = 1,1667 \text{ alors } \beta = 49,4^\circ$$

$$Nd = \frac{R - F1}{\cos\beta} = \frac{3413.39 - 623.36}{\cos(49,4^\circ)} = 4287.25 \text{ kg}$$

Section A de la diagonale :

$$N = Fd \leq N_{pl} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_{M0} \times N}{f_y} = \frac{4287.25}{2400} = 1.78 \text{cm}^2$$

Soit une cornière de 70×70×7 (A=4,80 cm²)

Les calculs selon CM66 et EC3 donnent les mêmes résultats pour les sections des éléments de la poutre au vent et de la palée de stabilité.

Chapitre 4

Etude des Portiques

4.1 Introduction

On a vu dans le chapitre précédent, le calcul analytique de quelques éléments secondaires de la charpente métallique (pannes, lisses, potelets et contreventement), pour vérifier l'ensemble des résultats obtenus, et pour calculer les autres éléments de l'ossature principal, on a modélisé la structure avec le logiciel Robot structural analysis 2014 du fait de la puissance et la précision de ses calculs et aussi du temps précieux qu'il permet de gagner à l'ingénieur calcul dans sa démarche de dimensionnement.

4.2 Modélisation de la structure

4.2.1 Présentation de la charpente

La modélisation de la charpente métallique qu'on a effectuée sous Robot est représentée sur la figure 4.1 suivante :

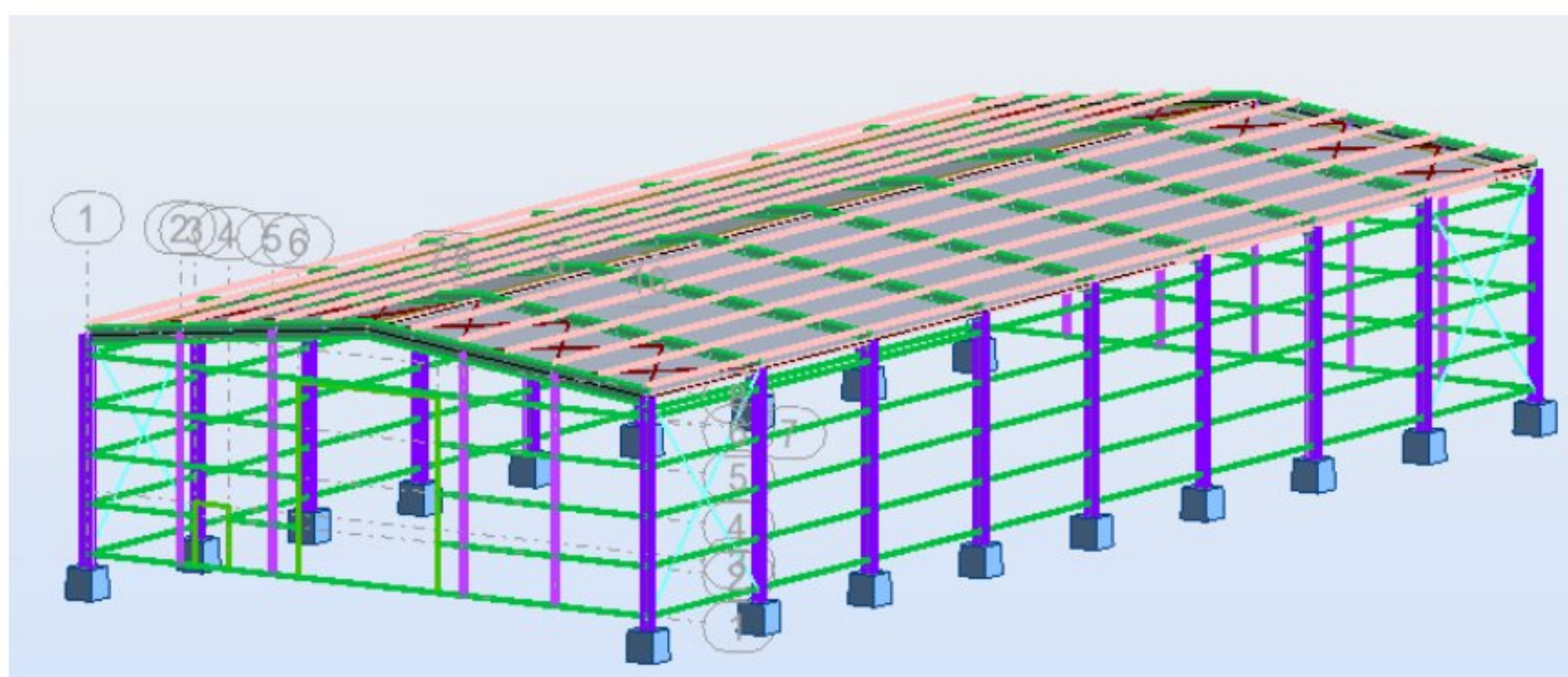


Figure 4.1 : La modélisation de la structure

4.2.2 Cas de charges

Le chargement que subit la charpente métallique se répartit en trois types de charge ; charges permanentes représentées par le poids propre de l'ossature, le poids de la toiture et le poids du bardage, ensuite des charges d'exploitation représentées par la charge de la poussière et celle de l'entretien, et en fin il y a la charge du vent qui est générée manuellement par le logiciel.

Les paramètres utilisés pour la génération de la charge du vent sont représentés sur la figure suivante :

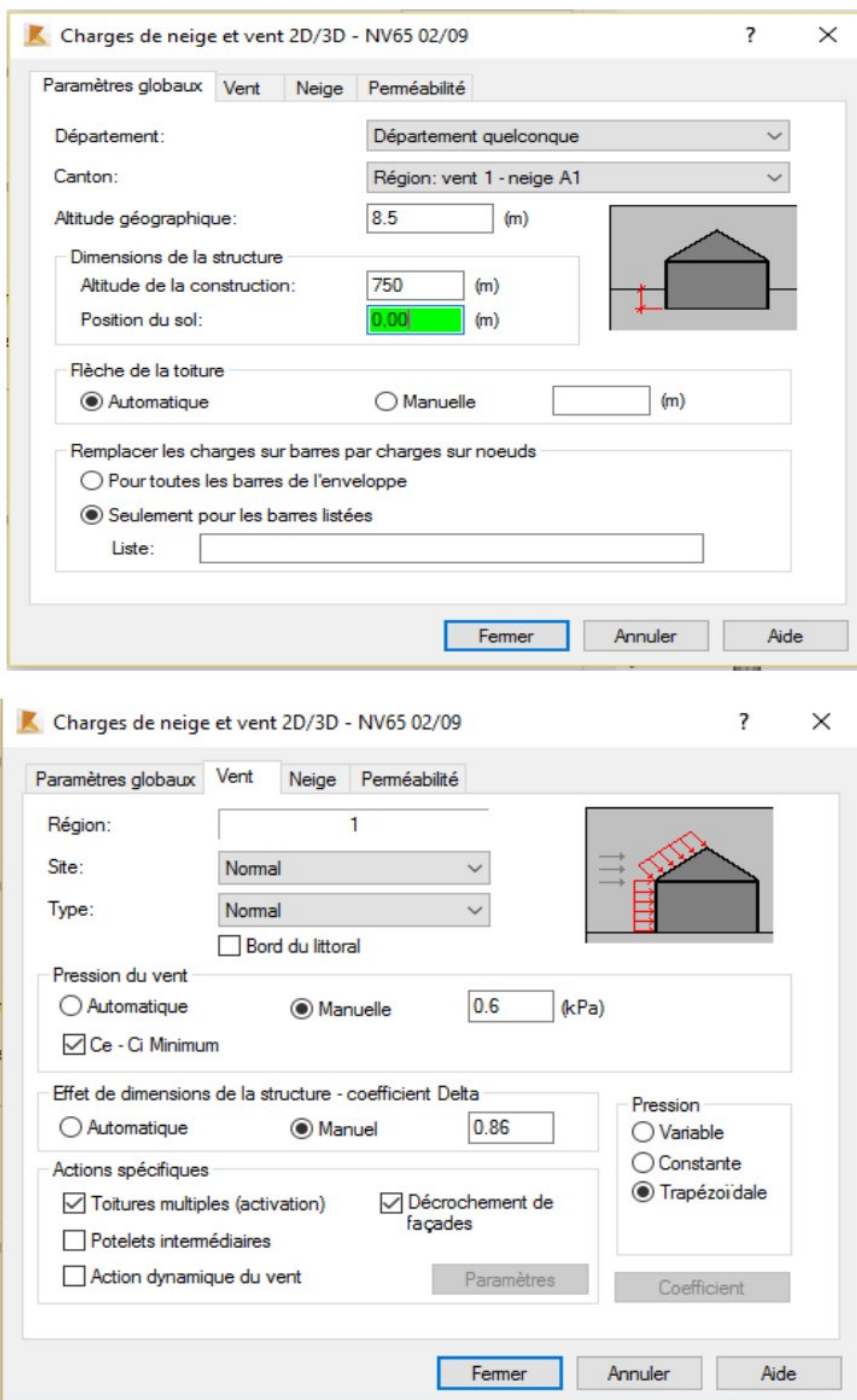


Figure 4.2: Paramètre de la charge du vent

4.2.3 Définition des appuis

Pour la liaison avec le sol on a utilisé deux types d'appuis, des encastremements pour les poteaux et des appuis simples pour les potelets.

4.2.4 Combinaisons d'action

Les combinaisons (type : efforts et déplacements) seront créées manuellement par le logiciel ROBOT.

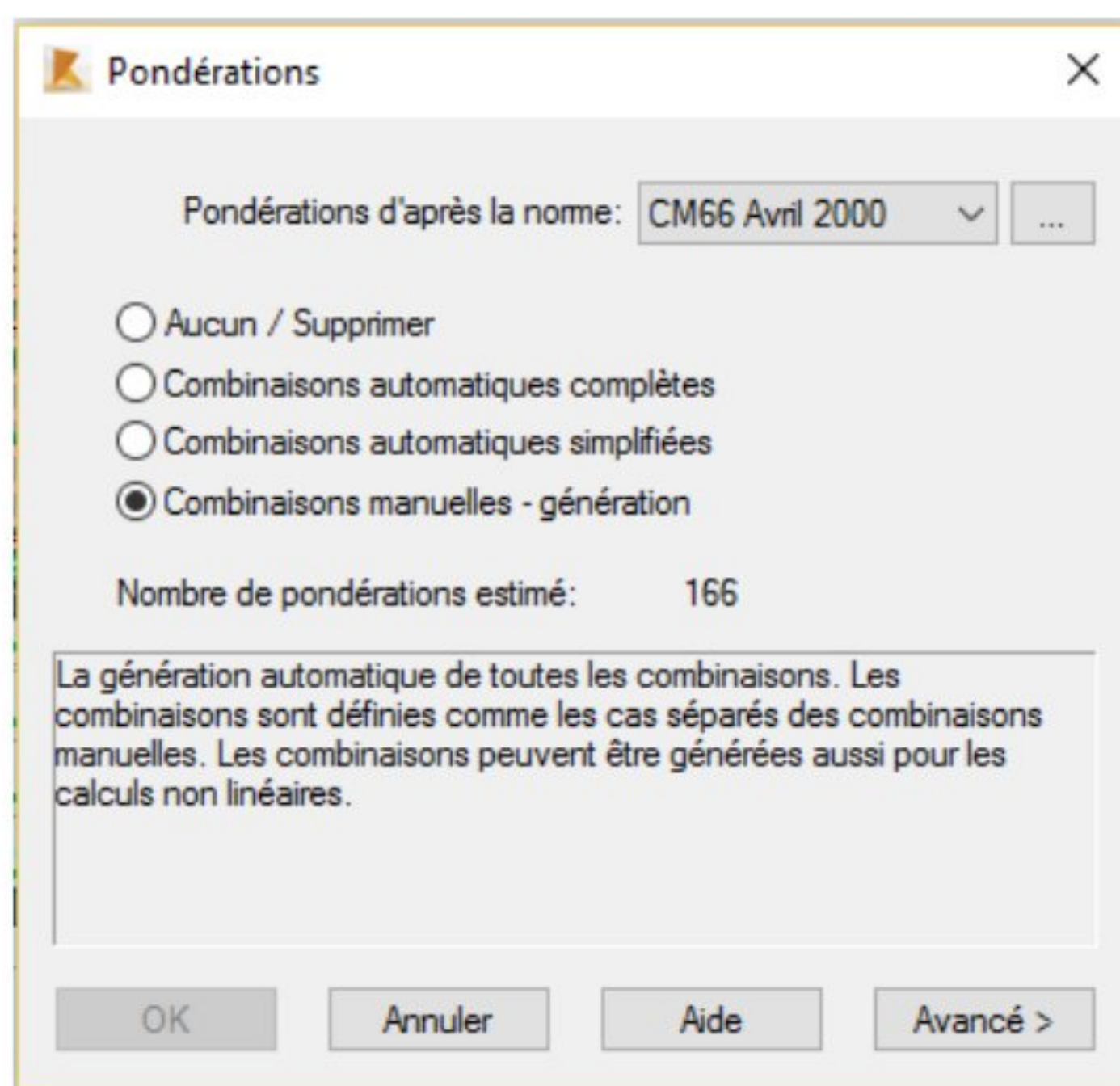


Figure 4.3: Paramètre de pondérations

4.3 Dimensionnement des pièces

Les paramètres de déversement et flambements et de service pour chaque famille sont donnés dans les figures 4.4 à 4.9 ci-dessous

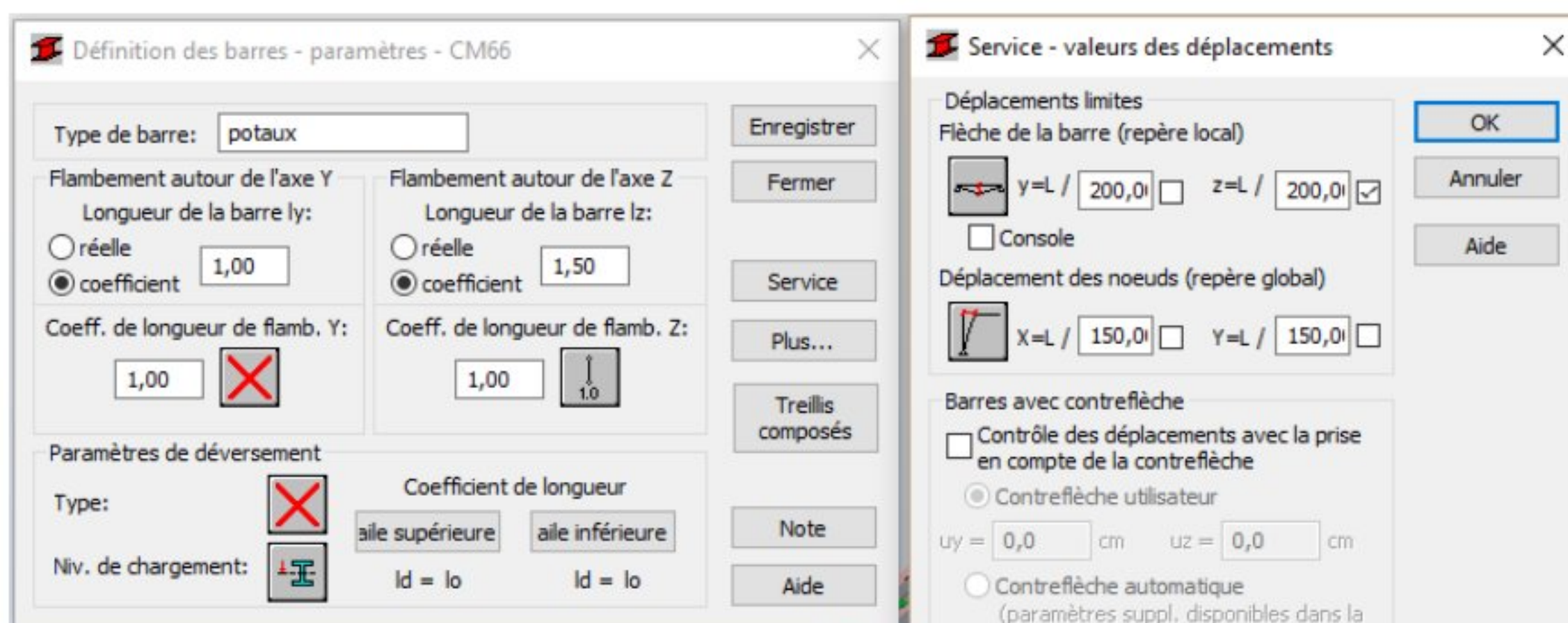


Figure 4.4: Paramètres de calcul pour les poteaux

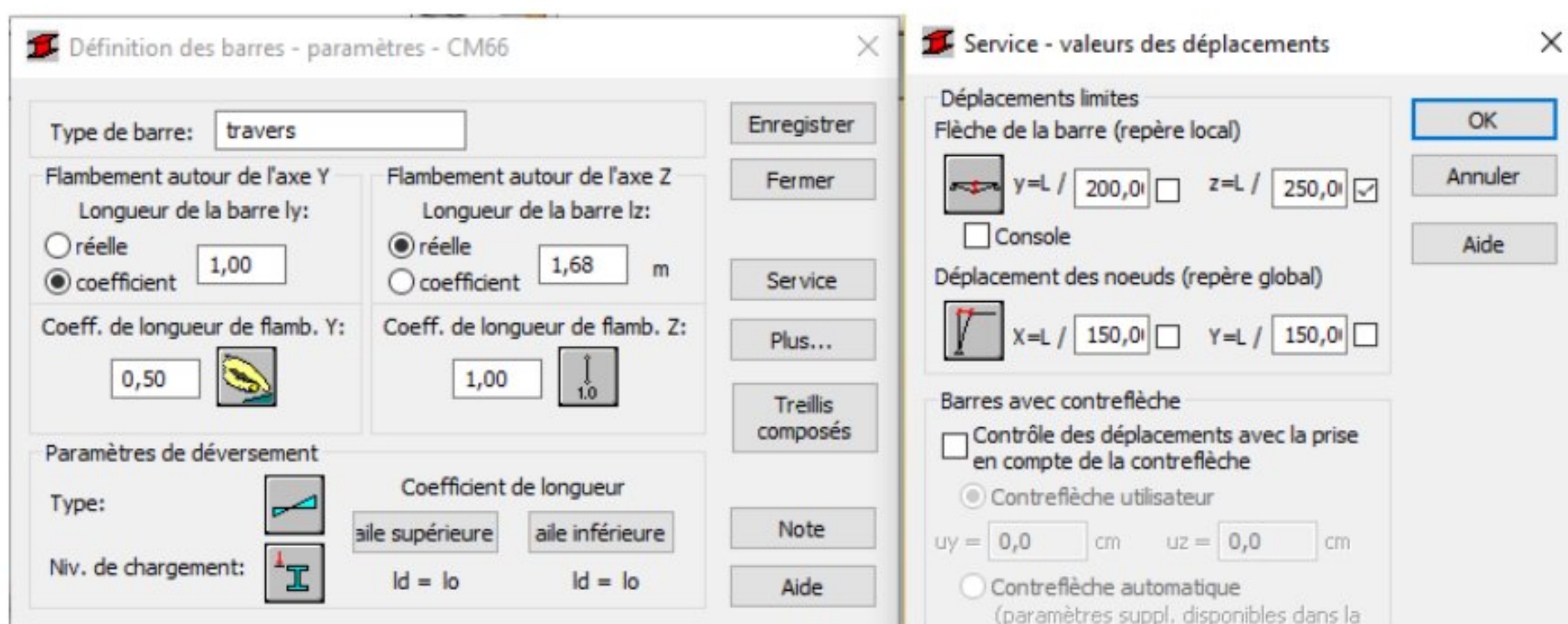


Figure 4.5: Paramètres de calcul des traverses

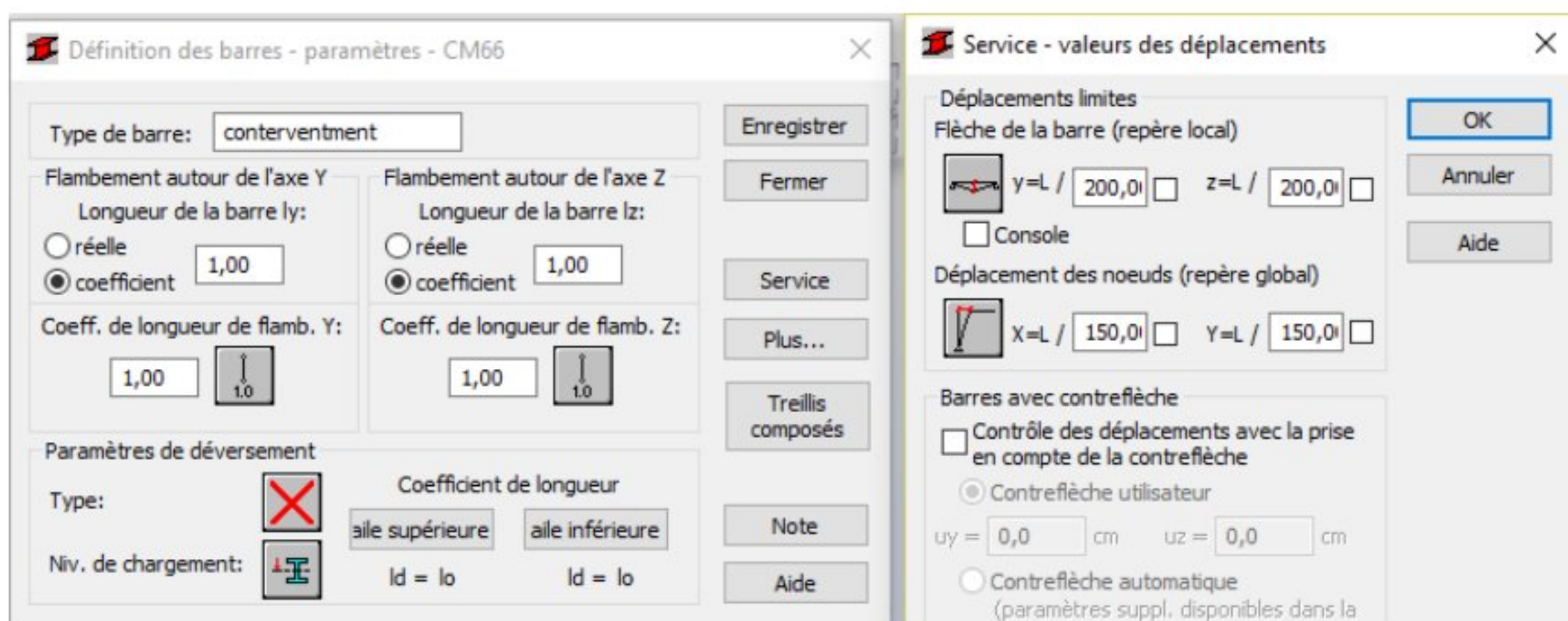


Figure 4.6 : Paramètres de calcul des contreventements

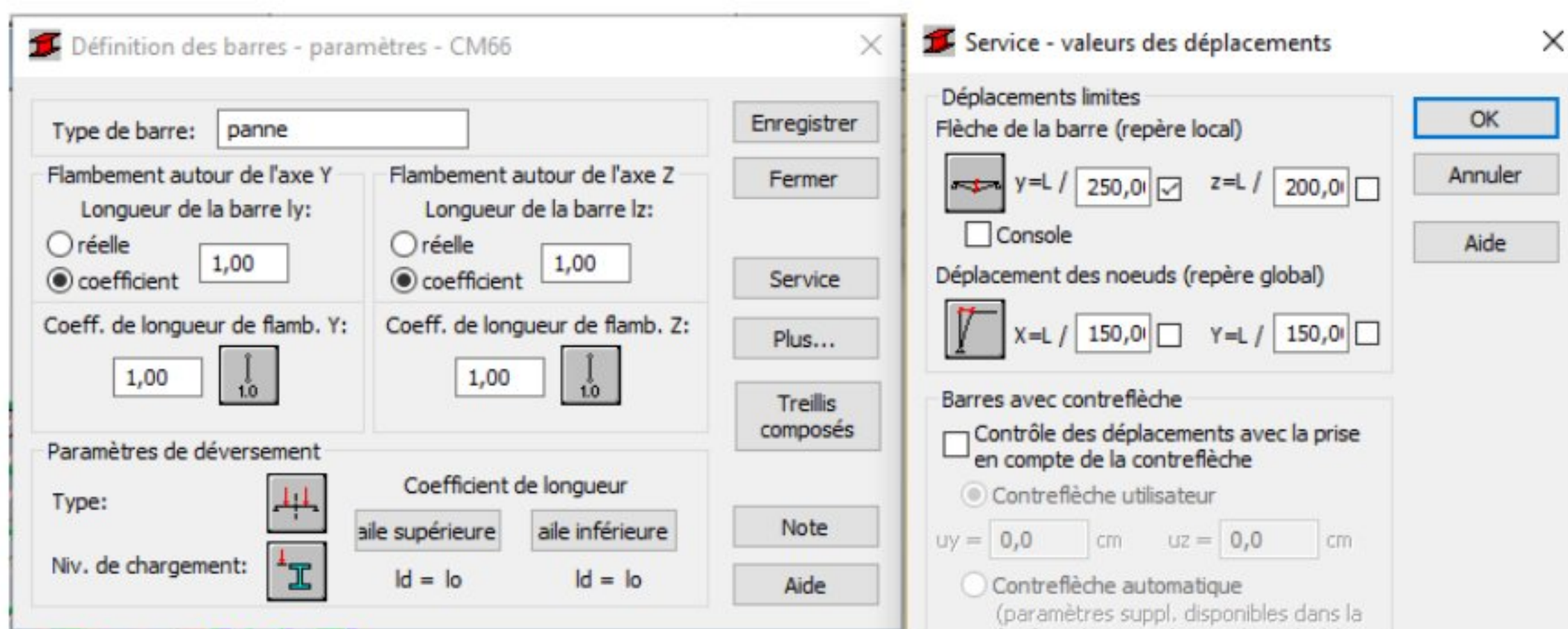


Figure 4.7: Paramètres de calcul des pannes

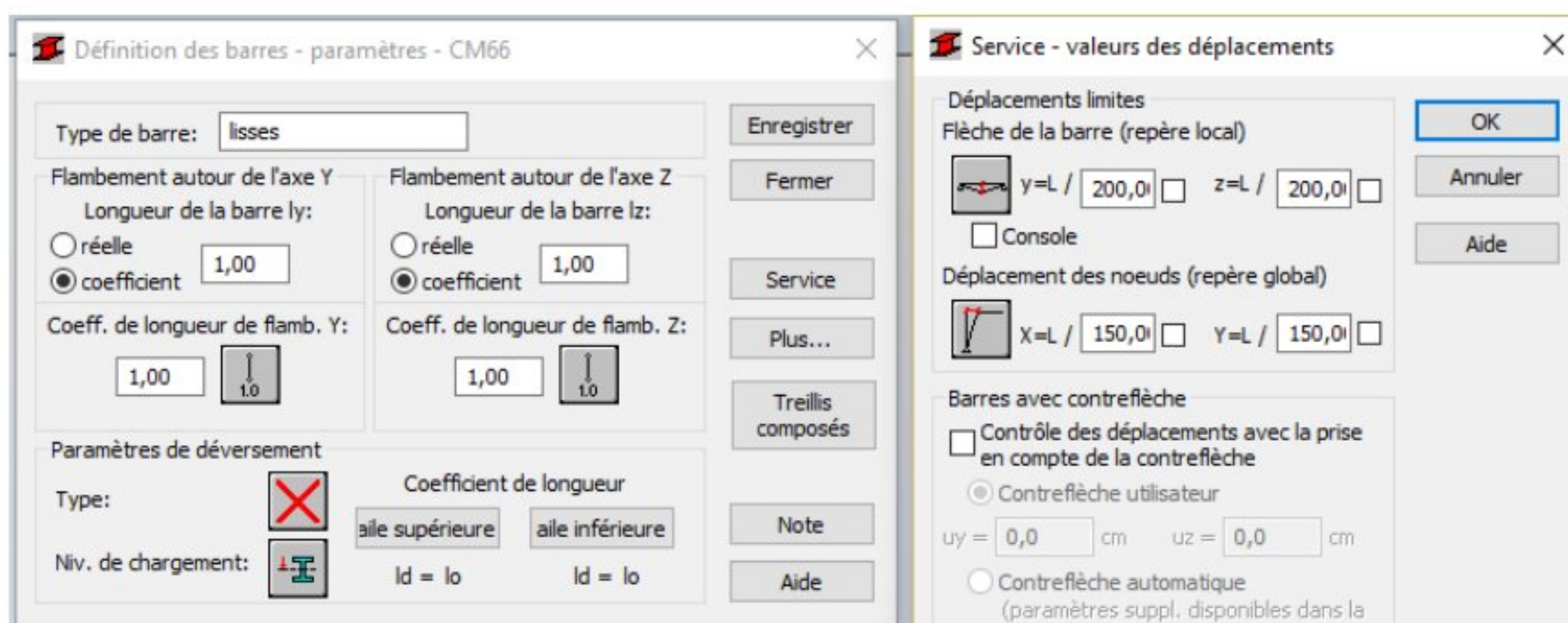


Figure 4.8: Paramètres de calcul des lisses

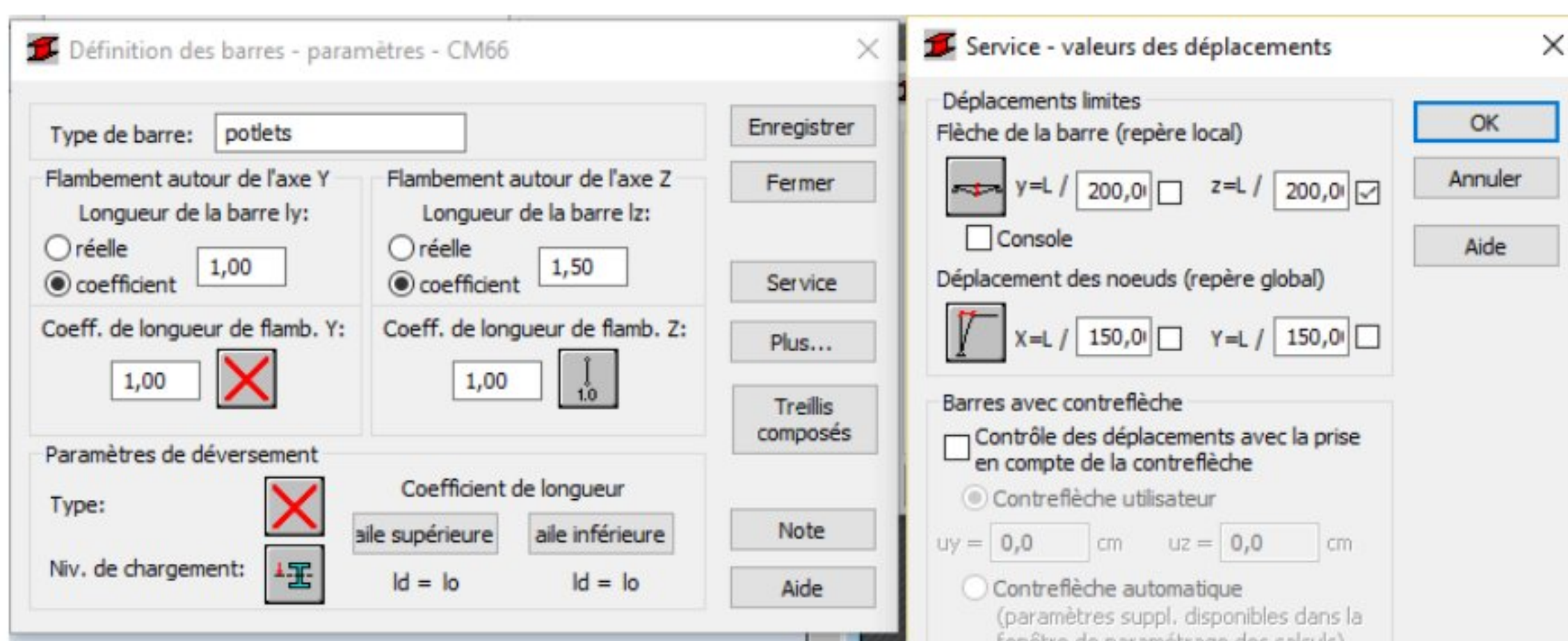


Figure 4.9: Paramètres de calcul des potelets

4.4 Calcul selon CM66

4.4.1 Vérification des traverses

Les résultats de calculs et vérifications des traverses sous la combinaison la plus défavorable obtenus par le logiciel de calcul "Robot Structural Analysis" selon la norme de calculs CM66 sont présentés dans la figure 4.10 ci-dessous. Les traverses sont sollicitées en flexion composée avec faible risque de déversement.

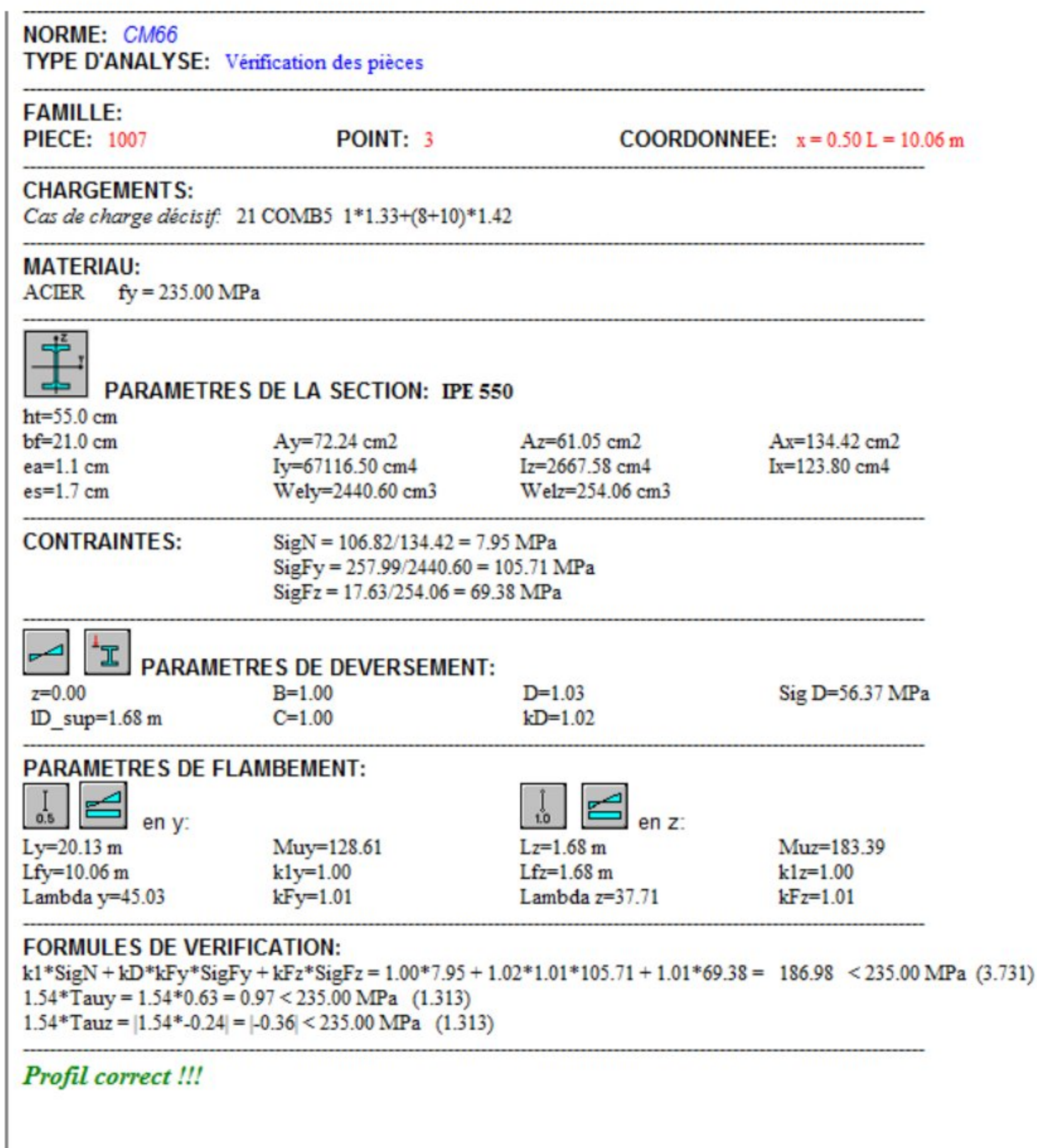


Figure 4.10: Résultats des calculs des traverses selon CM66

On constate que les paramètres de flambement et de déversement, les différentes contraintes agissantes dans la traverse ainsi que les formules de vérification conformément au règlement CM66 sont présentées dans la figure 4.10.

4.4.2 Vérification des poteaux

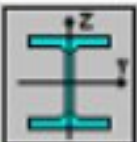
La figure 4.11 montre les résultats donnés par "Robot Structural Analysis" de la vérification des poteaux soumis à la flexion composée selon le règlement CM66.

NORME: *CM66*
 TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:
 PIECE: **26** POINT: **3** COORDONNEE: **x = 1.00 L = 7.00 m**

CHARGEMENTS:
Cas de charge décisif: 21 COMB5 1*1.33+(8+10)*1.42


MATERIAU:
 ACIER $f_y = 235.00$ MPa




PARAMETRES DE LA SECTION: **HEA 340**

ht=33.0 cm			
bf=30.0 cm	Ay=99.00 cm ²	Az=31.35 cm ²	Ax=133.47 cm ²
ea=0.9 cm	Iy=27693.10 cm ⁴	Iz=7436.00 cm ⁴	Ix=127.71 cm ⁴
es=1.7 cm	Wely=1678.37 cm ³	Welz=495.73 cm ³	

CONTRAINTES: SigN = 133.98/133.47 = 10.04 MPa
 SigFy = 296.64/1678.37 = 176.75 MPa
 SigFz = 0.18/495.73 = 0.37 MPa







PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z=0.00	B=1.00	D=1.03	Sig D=141.33 MPa
ID_sup=1.50 m	C=2.83	kD=1.00	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

 en y:

Ly=7.00 m	Muy=87.43
Lfy=7.00 m	kly=1.00
Lambda y=48.60	kFy=1.02

 en z:

Lz=1.50 m	Muz=511.25
Lfz=1.50 m	k1z=1.00
Lambda z=20.10	kFz=1.00

FORMULES DE VERIFICATION:
 $k_1 \cdot \text{SigN} + k_D \cdot k_{Fy} \cdot \text{SigFy} + k_{Fz} \cdot \text{SigFz} = 1.00 \cdot 10.04 + 1.00 \cdot 1.02 \cdot 176.75 + 1.00 \cdot 0.37 = 190.37 < 235.00$ MPa (3.731)
 $1.54 \cdot \text{Tau}_y = |1.54 \cdot -0.10| = |-0.16| < 235.00$ MPa (1.313)
 $1.54 \cdot \text{Tau}_z = 1.54 \cdot 21.51 = 33.13 < 235.00$ MPa (1.313)

Profil correct !!!

Figure 4.11: Calcul des poteaux selon CM66

4.5 Calcul selon L'EC3

4.5.1 Vérification des traverses

Les mêmes calculs de vérification des traverses et des poteaux sont lancés à nouveau par le logiciel selon le règlement de calcul Eurocode3. La figure 4.12 montre les résultats de calculs des traverses qui sont sollicitées en flexion composée avec prise en compte du phénomène de déversement.

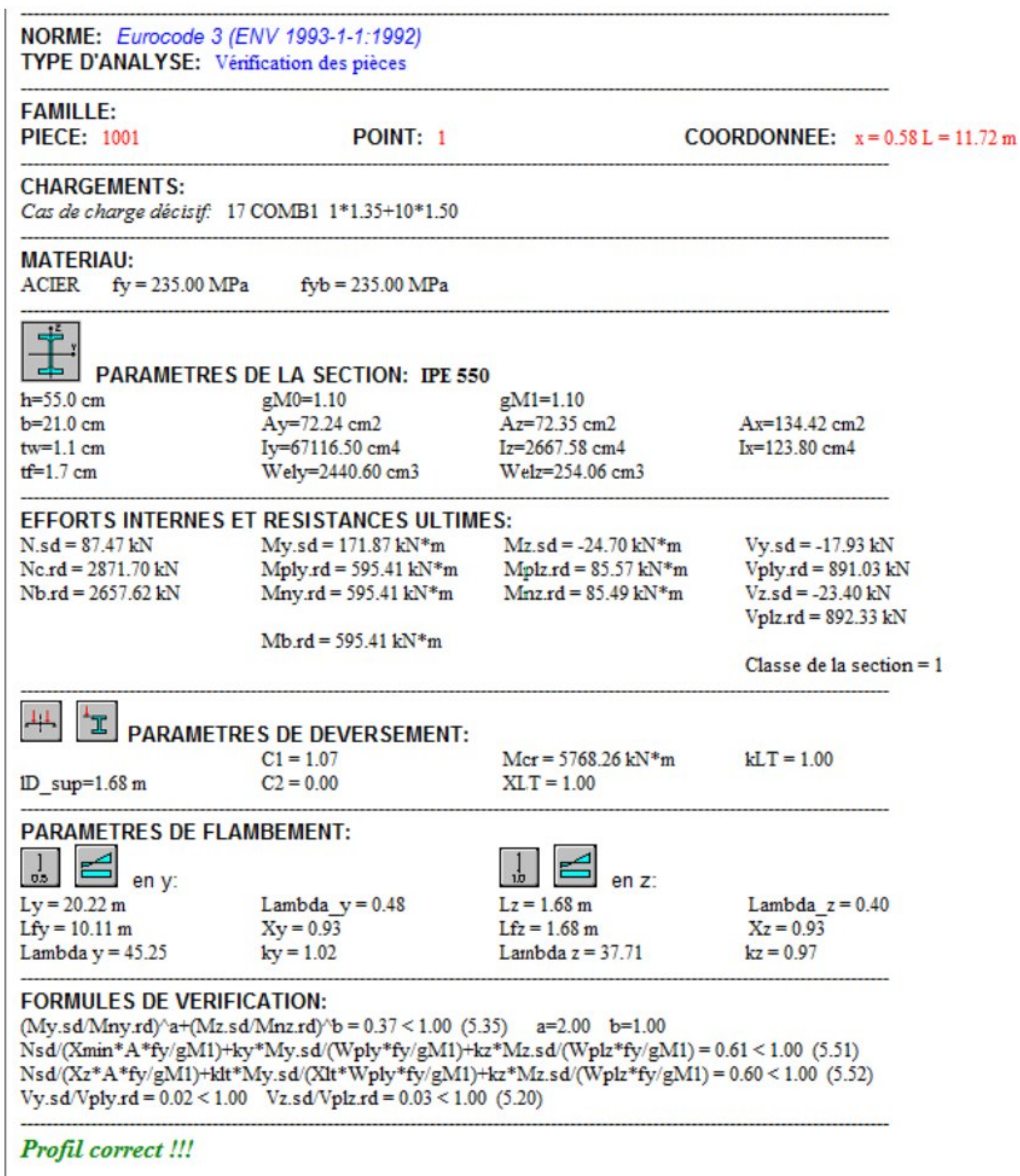


Figure 4.12: Calcul des traverses selon L'EC3

Les paramètres de flambement et de déversement, les efforts internes et résistants ultimes ainsi que les formules de vérification relatives à l'EC3 sont présentées dans la figure 4.12.

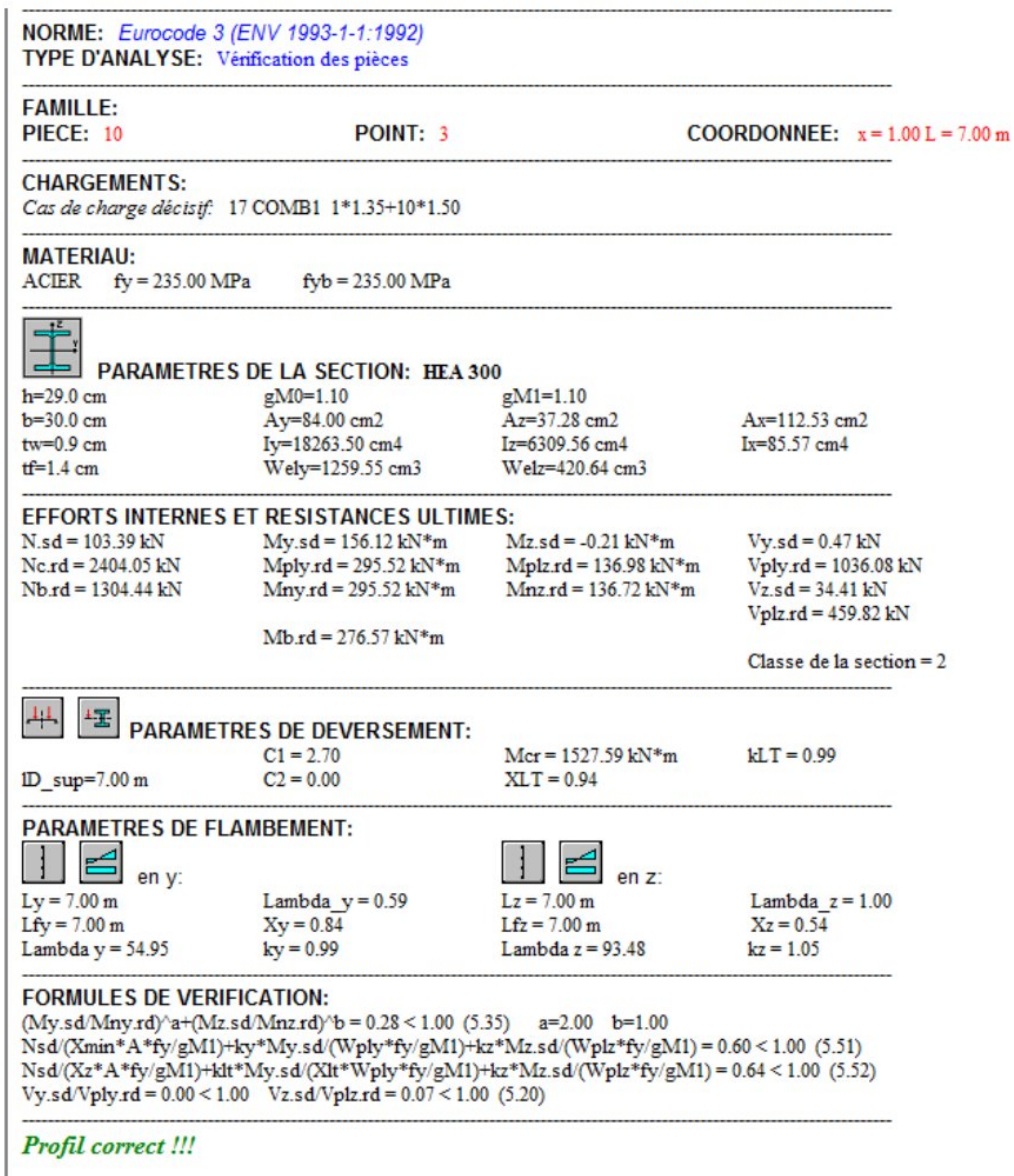


Figure 4.13: Calcul des poteaux selon L'EC3

4.6 Optimisation

Robot dispose d'un programme automatique d'optimisation des sections des profilés, pour l'utiliser on doit créer des familles de pièces qu'on leur affecte les sections à partir du catalogue puis on sélectionne le critère d'optimisation le Tableau 4.1 présente les résultats d'optimisation par robot.

Résultats :

Tableau 4.1: résultats d'optimisation par robot

Élément	Profilé
Poteaux	HEA340
Traverse	IPE550
Panne	IPE140
Lisse	UAP130
Potelet	IPE200

Chapitre 5

Etude des Assemblages

5.1 Conception et calcul des assemblages

Les assemblages constituent le point le plus critique de la structure. On distingue trois types d'assemblages principaux ; les assemblages en pieds des poteaux, les assemblages Poteau-Traverse et les assemblages Traverse-Traverse. Ces derniers sont réalisés par l'intermédiaire de platines qui sont soudées sur chaque traverse (en usine) et assemblées (sur chantier) par des boulons HR, tout en assurant le renfort par des raidisseurs appelés clés de faitage. Dans notre cas les assemblages seront dimensionnés et vérifiés selon le règlement CM66 en utilisant le logiciel de calcul Robot structural Analysis. La figure 5.1 montre les types d'assemblages.

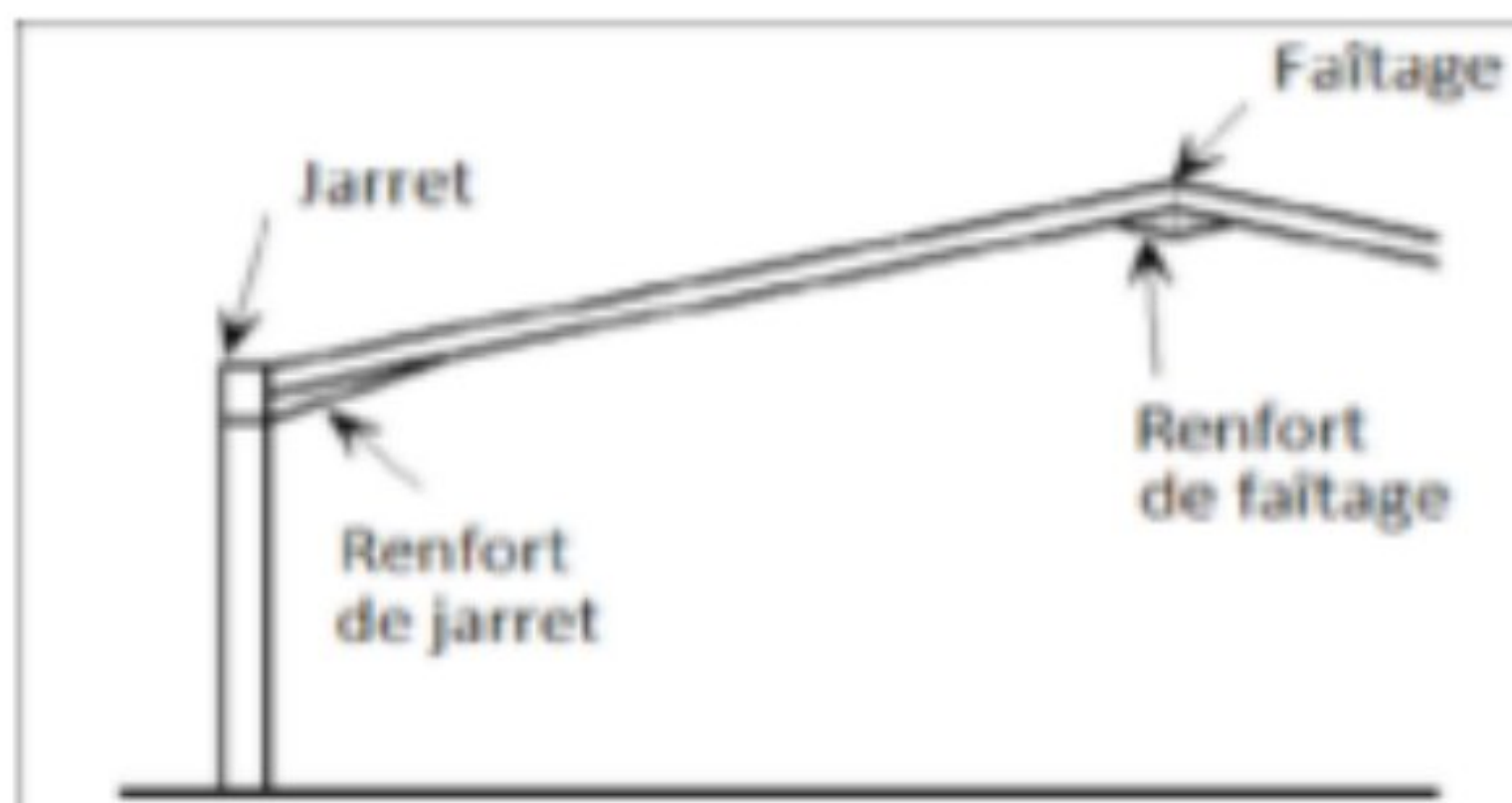


Figure 5.1 : Les types des assemblages

5.2 Assemblage Traverse -Traverse

L'assemblage Traverse-Traverse, appelé encore clé de faitage, est adopté pour renforcer localement la traverse, dans la zone médiane, en ajoutant le complément d'inertie nécessaire. Cette clé présente en outre l'avantage de raidir les platines et donc de soulager l'effort dans l'assemblage par boulons HR. La figure 5.2 montre l'assemblage traverse-traverse.

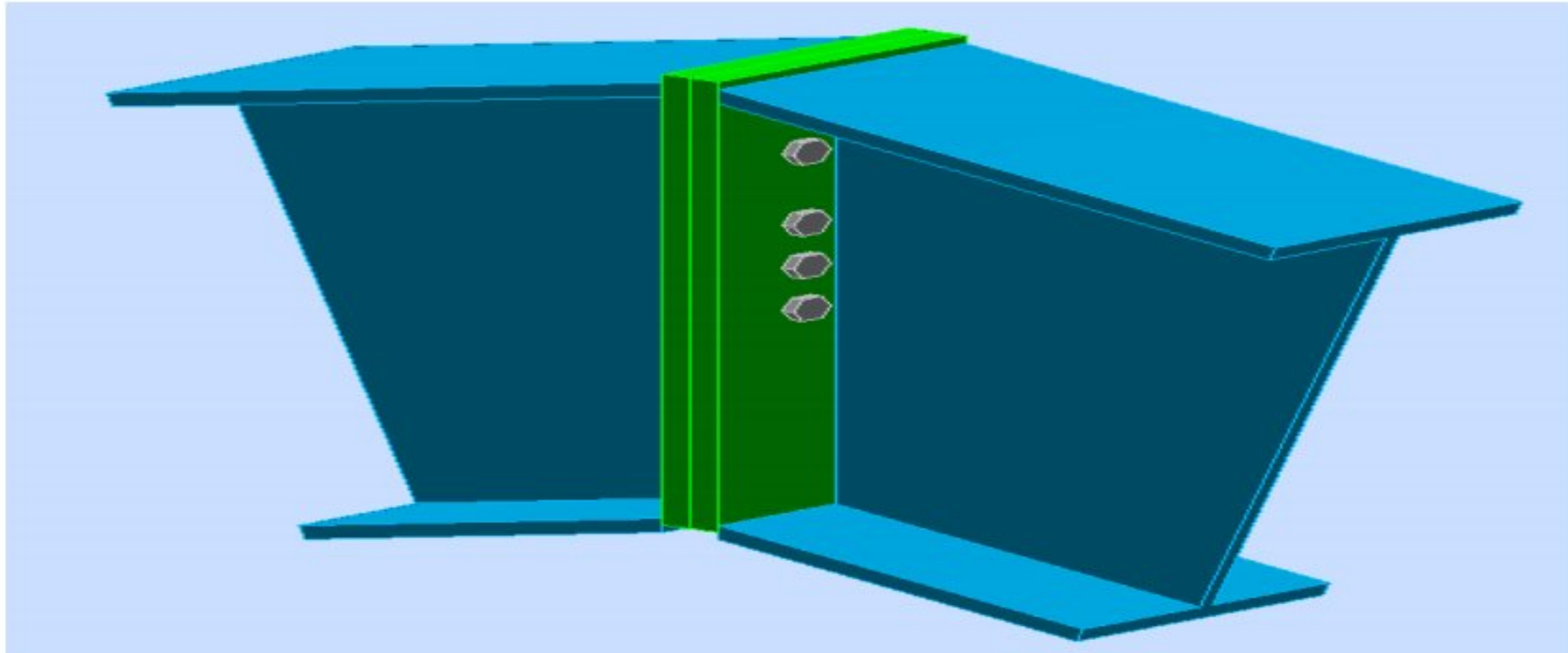


Figure 5.2 : Assemblage traverse-traverse

Les différents paramètres choisis pour cet assemblage sont représentés dans le schéma ci-dessous :

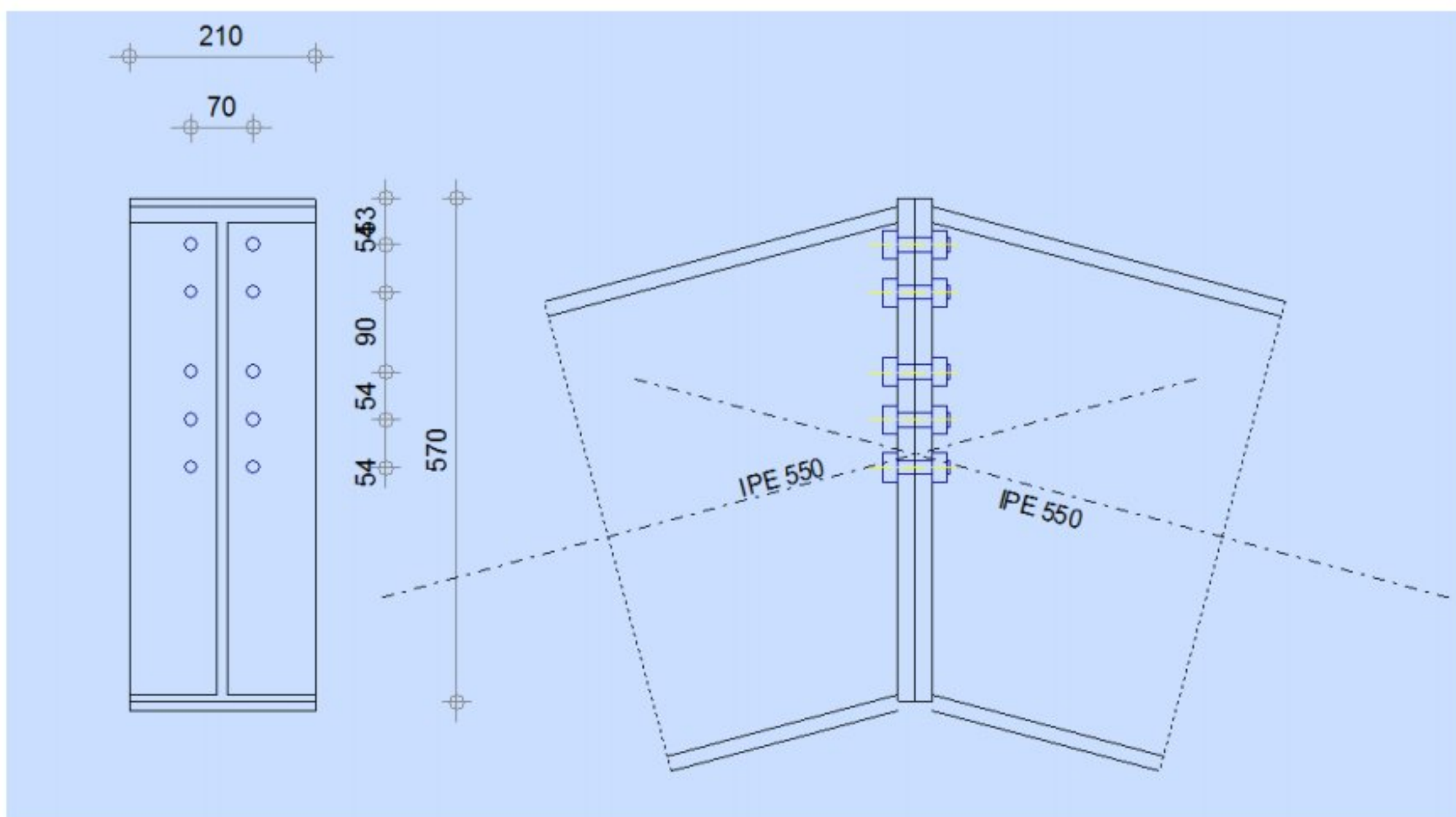


Figure 5.3 : Dessin d'ensemble de l'assemblage traverse-traverse

5.2.1 Résultats des calculs obtenus par Robot Structural Analysis

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015 Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre	
---	---	---

NF P 22-430

Ratio
0,48**GENERAL**

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage : Poutre - poutre

GEOMETRIE**Gauche****Poutre**

Profilé: IPE 550

 $\alpha = -165,0$ [Deg] Angle d'inclinaison $h_{bl} = 550$ [mm] Hauteur de la section de la poutre $b_{fbl} = 210$ [mm] Largeur de la section de la poutre $t_{wbl} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre $t_{fbl} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre $r_{bl} = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre $A_{bl} = 134,42$ [cm²] Aire de la section de la poutre $I_{xbl} = 67116,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER

 $\sigma_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance**Droite****Poutre**

Profilé: IPE 550

 $\alpha = -15,0$ [Deg] Angle d'inclinaison $h_{br} = 550$ [mm] Hauteur de la section de la poutre $b_{fbr} = 210$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$\alpha = -15,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $t_{wbr} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbr} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{br} = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{br} = 134,42$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbr} = 67116,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER

$\sigma_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 24$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 8.8 Classe du boulon
 $F_b = 155,32$ [kN] Résistance du boulon à la rupture
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 90$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 70$ [mm]
 Entraxe $p_i = 80;80;90;80$ [mm]

Platine

$h_{pr} = 600$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_{pr} = 210$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{pr} = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$\sigma_{ep} = 235,00$ [MPa] Résistance

Soudures d'angle

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme

$a_f = 8$ [mm] Soudure semelle

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$M_y = 65,79$ [kN*m] Moment fléchissant

$F_z = -4,76$ [kN] Effort tranchant

$F_x = 116,66$ [kN] Effort axial

RESULTATS

Distances de calcul

Bou lon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	22	29			51	62									
2	Centraux	22	29													80
3	Centraux	22	29													85
4	Centraux	22	29													85
5	Centraux	22	29													80

$x = 77$ [mm] Zone comprimée

$x = e_s * \sqrt{(b/e_a)}$

Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	480	144,54	0,00	310,16	144,54	155,32	>	39,41	100,00
2	400	72,14	104,34	94,95	72,14	155,32	>	34,79	100,00
3	320	73,30	110,86	100,89	73,30	155,32	>	30,17	100,00
4	230	73,30	110,86	100,89	73,30	155,32	>	24,97	100,00
5	150	72,14	104,34	94,95	72,14	155,32	>	20,35	100,00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 34,79 < 72,14 \quad \text{vérifié} \quad (0,48)$$

Traction des boulons

$$1.25 \cdot F_{i\max} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |139,54| < 550,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,25)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{[F_{i\max}^2 + 2.36 \cdot T_i^2]} / A \leq \sigma_{red} \quad |87,12| < 550,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

T₁ = 0,48 [kN] Effort tranchant dans le boulon

T_b = 161,57 [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant [9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 0,48 < 161,57 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Vérification de la poutre

$F_{res} = 66,06$ [kN] Effort de compression

$F_{res} = 2 \cdot \sum F_i - 2 \cdot N$

Compression réduite de la semelle

[9.2.2.2.2]

$N_{cadm} = 1120,71$ [kN] Résistance de la section de la poutre $N_{cadm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$

$F_{res} \leq N_{cadm}$ $66,06 < 1120,71$ **vérifié** $(0,06)$

Distances de calcul

Boulo n N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	22	29			51	62									
2	Centraux	22	29													80
3	Centraux	22	29													85
4	Centraux	22	29													85
5	Centraux	22	29													80

$x = 77$ [mm] Zone comprimée

$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$

Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	480	144,54	0,00	310,16	144,54	155,32	>	39,41	100,00
2	400	72,14	104,34	94,95	72,14	155,32	>	34,79	100,00
3	320	73,30	110,86	100,89	73,30	155,32	>	30,17	100,00
4	230	73,30	110,86	100,89	73,30	155,32	>	24,97	100,00

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
5	150	72,14	104,34	94,95	72,14	155,32	>	20,35	100,00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 34,79 < 72,14 \quad \text{vérifié} \quad (0,48)$$

Traction des boulons

$$1.25 \cdot F_{i\max} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |139,54| < 550,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,25)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{[F_{i\max}^2 + 2.36 \cdot T_i^2]} / A \leq \sigma_{red} \quad |87,12| < 550,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

T₁ = 0,48 [kN] Effort tranchant dans le boulon

T_b = 161,57 [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant [9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 0,48 < 161,57 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Vérification de la poutre

F_{res} = 66,06 [kN] Effort de compression F_{res} = 2 * ΣF_i - 2 * N

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

N_{cadm} = 1120,71 [kN] Résistance de la section de la poutre N_{cadm} = A_{bc} * σ_e + N * A_{bc} / A_b

$$F_{res} \leq N_{cadm} \quad 66,06 < 1120,71 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

REMARQUES

Pince du boulon à l'âme du profil trop faible. $29 \text{ [mm]} < 39 \text{ [mm]}$

Conclusion

Notre Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,48

5.3. Assemblage Poteau-Traverse

L'assemblage Poteau – Traverse appelé aussi angle de portique est effectué par l'intermédiaire d'une platine soudée sur la traverse et assemblés par des boulons HR. Ces assemblages sont renforcés par un jarret et des raidisseurs.

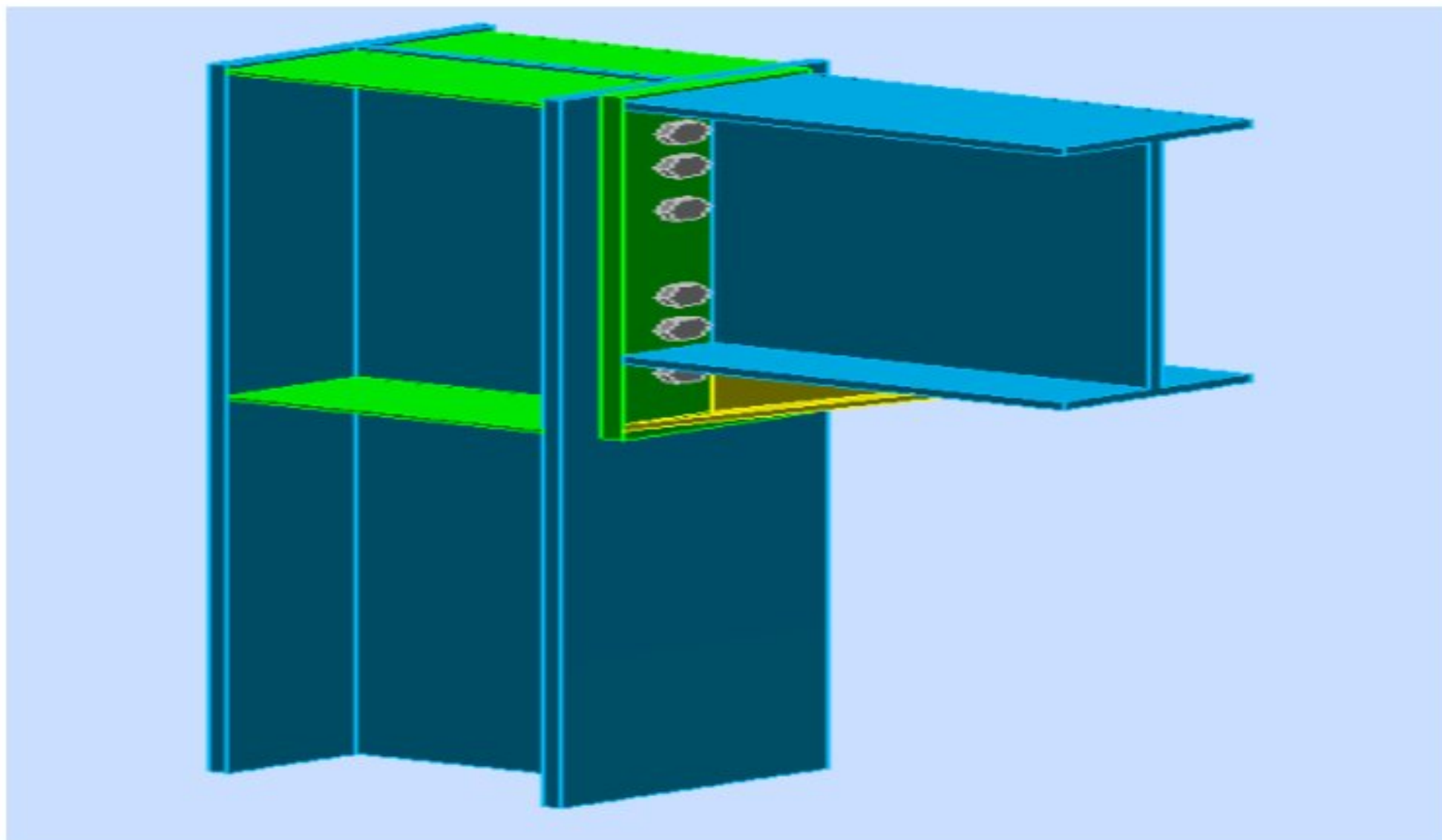


Figure5.4: Assemblage poteau-traverse.

Les différents paramètres choisis pour cet assemblage sont représentés dans le schéma ci-dessous :

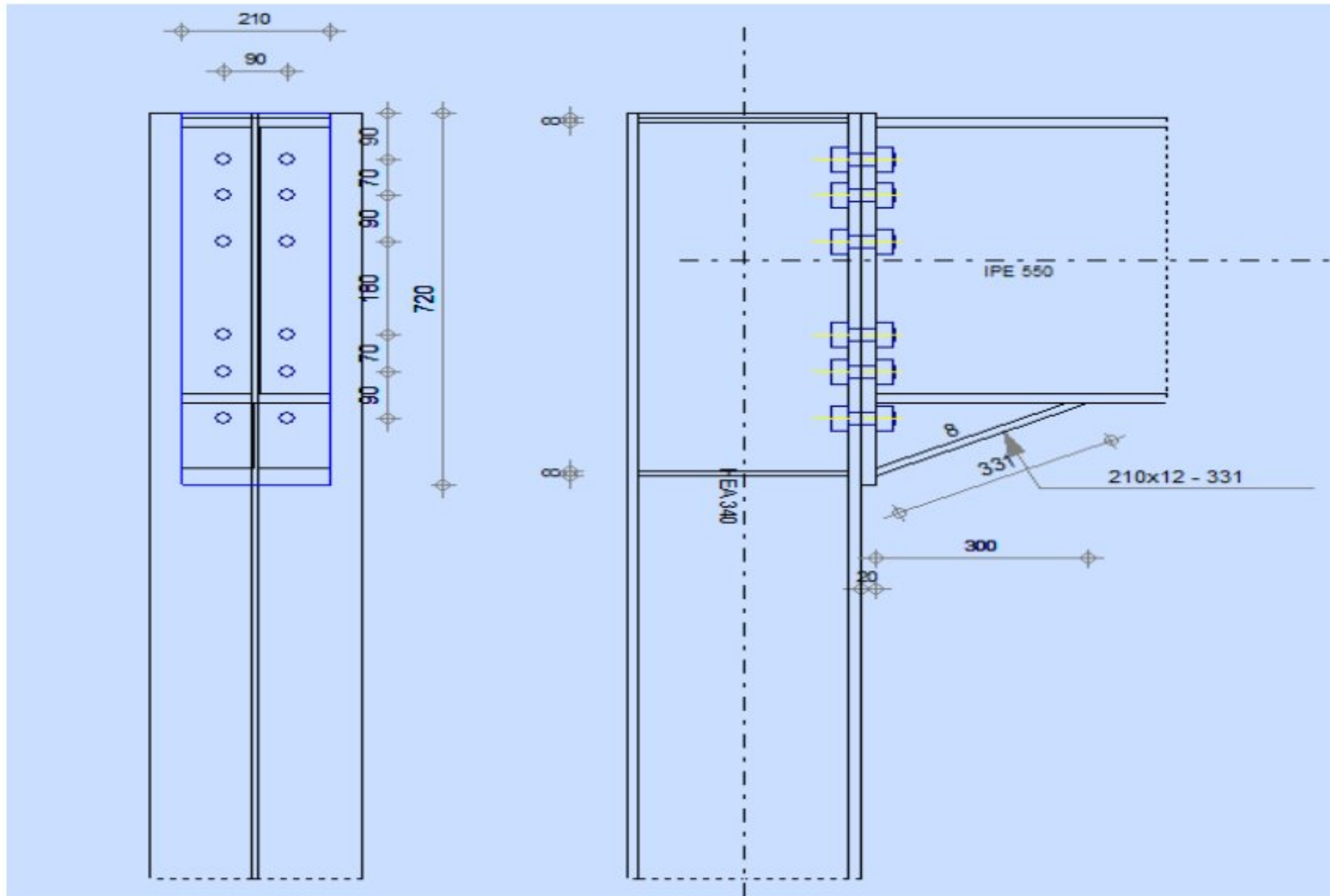


Figure 5.5: Dessin d'ensemble de l'assemblage

5.3.1 Résultats des calculs obtenus par Robot Structural Analysis

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015</p> <p>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</p> <p>NF P 22-430</p>	<p>OK</p> <p>Ratio 0,46</p>
---	---	---

GENERAL

Assemblage N°: 5

Nom de l'assemblage : Angle de portique

GEOMETRIE

Poteau

Profilé: HEA 340

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 330$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 133,47$ [cm²] Aire de la section du poteau

$I_{xc} = 27693,10$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER

$\sigma_{ec} = 235,00$ [MPa] Résistance

Poutre

Profilé: IPE 550

$\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 550$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_f = 210$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$r_b = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 134,42$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{xb} = 67116,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER

$\sigma_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$$d = 24 \text{ [mm]} \text{ Diamètre du boulon}$$

$$\text{Classe} = 8.8 \text{ Classe du boulon}$$

$$F_b = 155,3 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon à la rupture}$$

$$n_h = 2 \text{ Nombre de colonnes des boulons}$$

$$n_v = 6 \text{ Nombre de rangées des boulons}$$

$$h_1 = 90 \text{ [mm]} \text{ Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about}$$

$$\text{Ecartement } e_i = 90 \text{ [mm]}$$

$$\text{Entraxe } p_i = 70; 90; 180; 70; 90 \text{ [mm]}$$

Platine

$$h_p = 720 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de la platine}$$

$$b_p = 210 \text{ [mm]} \text{ Largeur de la platine}$$

$$t_p = 20 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur de la platine}$$

$$\text{Matériau: ACIER}$$

$$\sigma_{ep} = 235,00 \text{ [MPa]} \text{ Résistance}$$

Jarret inférieur

$$w_d = 210 \text{ [mm]} \text{ Largeur de la platine}$$

$$t_{fd} = 12 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur de l'aile}$$

$$h_d = 140 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de la platine}$$

$$t_{wd} = 8 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur de l'âme}$$

$$l_d = 300 \text{ [mm]} \text{ Longueur de la platine}$$

$$\alpha = 25,0 \text{ [Deg]} \text{ Angle d'inclinaison}$$

Matériau: ACIER

$\sigma_{ebu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} = 297$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 297$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Soudures d'angle

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme

$a_f = 8$ [mm] Soudure semelle

$a_s = 5$ [mm] Soudure du raidisseur

$a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$M_y = 65,79$ [kN*m] Moment fléchissant

$F_z = -4,76$ [kN] Effort tranchant

$F_x = 116,66$ [kN] Effort axial

RESULTATS

Distances de calcul

Bo ulo n N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	32	39			51	63	13	40			65	72			
2	Centraux	32	39					13	40							80
3	Centraux	32	39					13	40							135
4	Centraux	32	39					13	40							125
5	Centraux	32	39					13	40							80
6	Centraux	32	39					13	40							90

x = 61 [mm] Zone comprimée

$$x = e_s \cdot \sqrt{b/e_a}$$

Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	603	137,12	0,00	304,95	222,27	155,32	>	30,34	100,00
2	533	61,20	89,30	94,95	125,05	155,32	>	27,95	100,00
3	443	70,71	150,69	160,24	144,79	155,32	>	24,87	100,00
4	263	69,46	139,53	148,37	142,18	155,32	>	18,72	100,00
5	193	61,20	89,30	94,95	125,05	155,32	>	16,33	100,00
6	103	63,53	100,46	106,82	129,88	155,32	>	13,25	100,00

- d_i – position du boulon
- F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant
- F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant
- F_s – effort transféré par la soudure
- F_p – effort transféré par l'aile du porteur
- F_b – effort transféré par le boulon
- F_i – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 27,95 < 61,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,46)$$

Traction des boulons

$$1.25 \cdot F_{i\max} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |107,44| < 550,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,20)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{[F_{i\max}^2 + 2.36 \cdot T_i^2] / A} \leq \sigma_{red} \quad |67,08| < 550,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

$$T_1 = 0,40 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant dans le boulon}$$

$$T_b = 161,57 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement}$$

Effort tranchant [9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 0,40 < 161,57 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Vérification de la poutre

$$F_{res} = 29,62 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort de compression} \quad F_{res} = 2 \cdot \sum F_i - 2 \cdot N$$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2]

$$N_{cadm} = 733,92 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de la section de la poutre} \quad N_{cadm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$$

$$F_{res} \leq N_{cadm} \quad 29,62 < 733,92 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

Vérification du poteau

Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2]

$$F_{res} \leq F_{pot} \quad 29,62 < 996,46 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

$$V_R = 496,45 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant dans l'âme} \quad V_R = 0.47 \cdot A_v \cdot \sigma_e$$

$$|F_{res}| \leq V_R \quad |29,62| < 496,45 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

REMARQUES

Entraxe des boulons trop faible.	70 [mm] < 78 [mm]
Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle.	30 [mm] < 36 [mm]
Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre	8 [mm] < 11 [mm]
Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre	12 [mm] < 17 [mm]

Conclusion :

Notre Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,46

Chapitre 6

Etude des Fondations

6.1 Calcul des platines et des ancrages au Pieds des poteaux

Les platines d'ancrage sont des éléments d'assemblage des poteaux au semelles de fondation, à l'aide des goujons d'ancrages. Ilya deux modes d'assemblage des poteaux :

- ✓ Poteaux à Pieds articulés.
- ✓ Poteaux à Pieds encastrés.

Par suite, le calcul des platines diffère d'un mode à un autre. Pour notre construction en main, on a adopté les poteaux à Pieds encastré.

On admet que les platines, soumises aux réactions des fondations risquent de se plier suivant les lignes tangentes au contour des poteaux (lignes de pleiges A-A et B-B sur la figure 6.1)

Alors les portions de tôles situées à l'extérieur de ces lignes sont à calculer comme des poutres en porte - à - faux, et il faut vérifier que la section de tôle situé aux côté droit de la ligne de pliage, peut être résisté au moment des réactions exercées par le massif de fondation entre cette section et le bord libre de la platine.

Les calculs constituent à :

- Déterminer la surface de la platine en fonction de la contrainte admissible de compression de béton $\overline{\sigma}_b$.
- Déterminer l'épaisseur de la platine afin de pouvoir résister le moment de flexion au droit de chaque ligne de pliage.
- Déterminer le diamètre des goujons d'ancrage en fonction des efforts de traction engendrée par le moment en pied (encastrement).

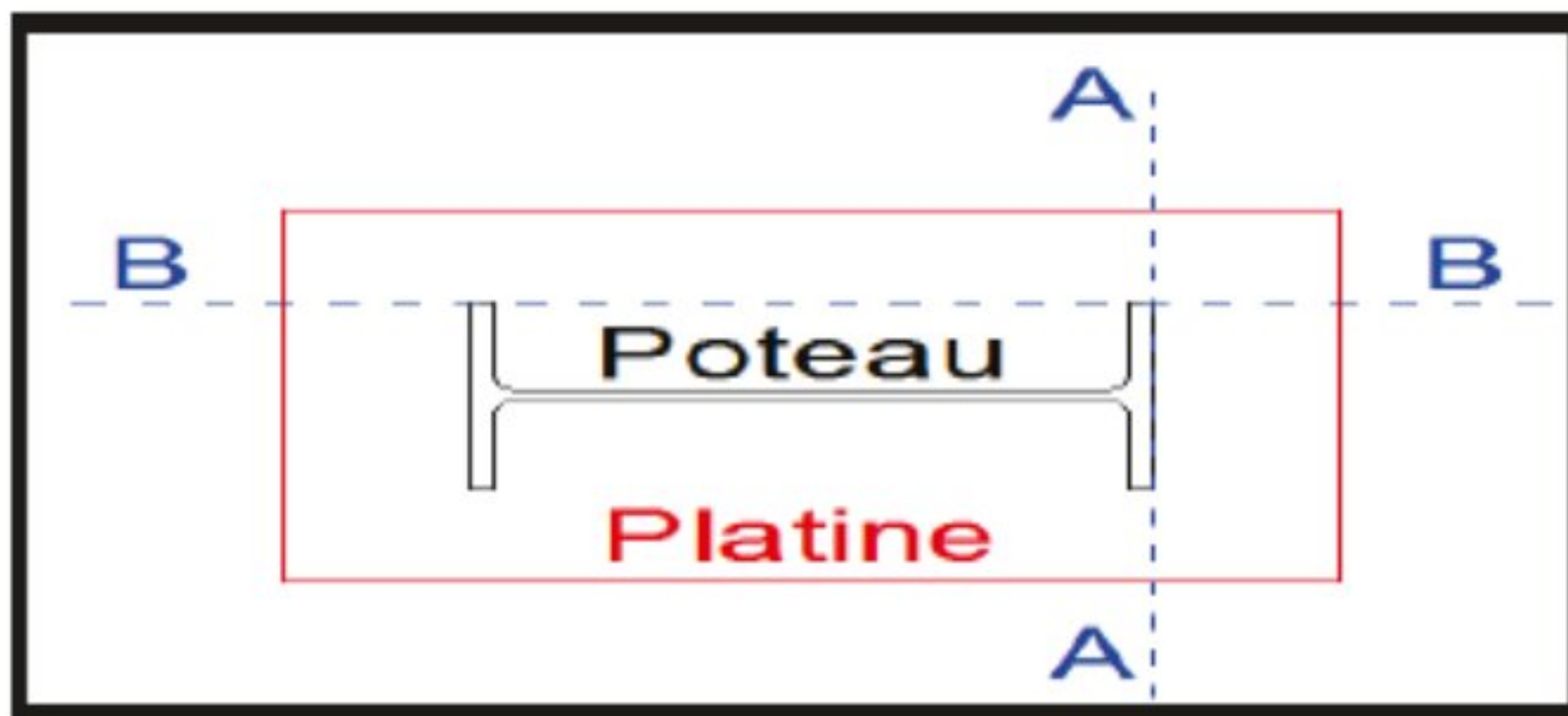


Figure 6.1 : Ligne de pliages

6.2 Pied de poteau encastré

Dans ce cas le poteau est sollicité en pied par un effort normal centré "N", est un moment de flexion "M", ce qui est équivalent à un effort "N" excentré de distance $e = \frac{M}{N}$

Les boulons situés sur le côté opposé à l'effort "N", sont soumis à un effort de traction et le béton situé du côté de l'effort "N" est soumis à un effort de compression avec répétition trapézoïdale (figure 6.2).

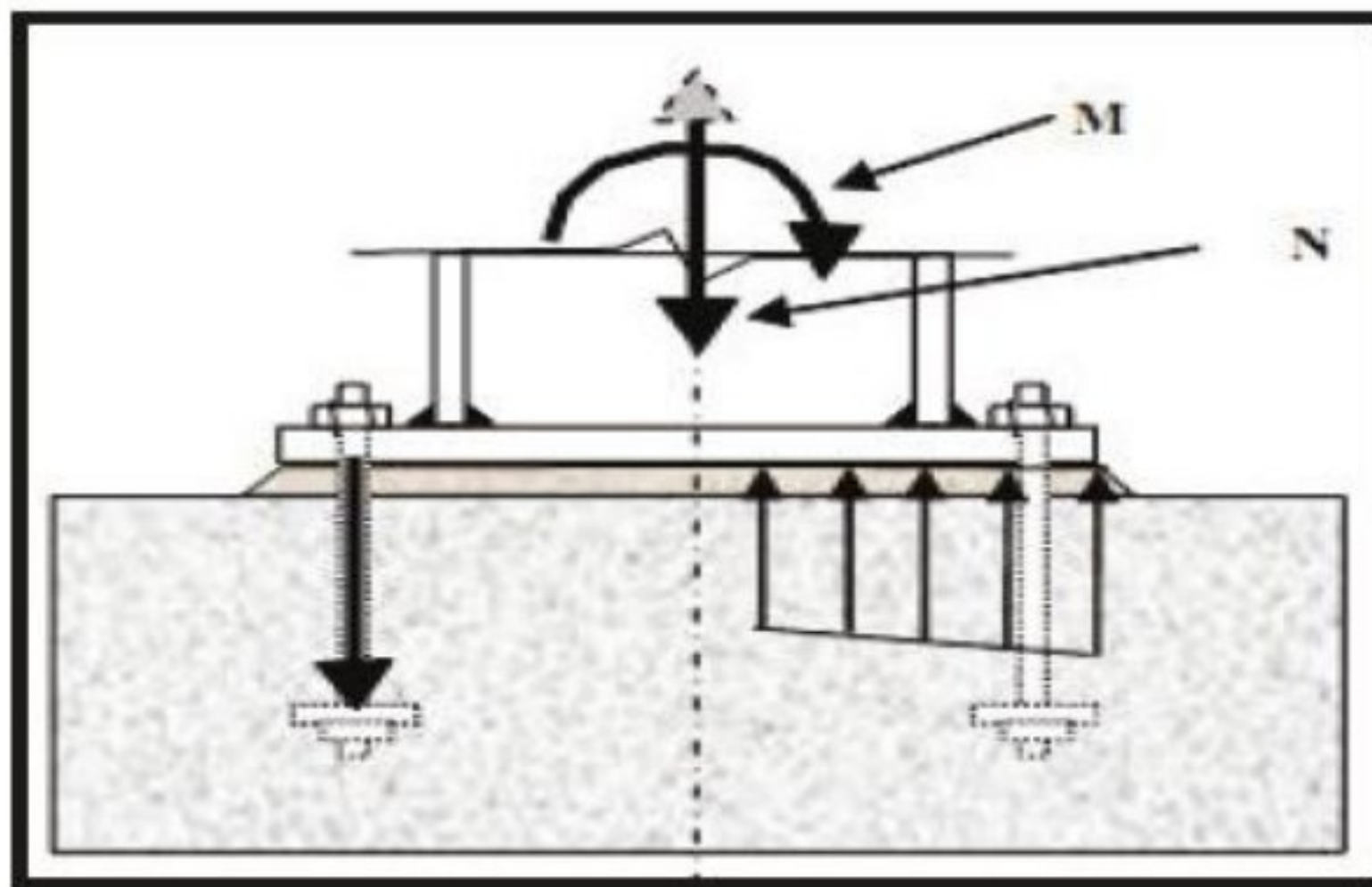


Figure 6.2 : Les sollicitations aux boulons d'ancrages

- Détermination de l'effort "N" excentré qui est équivalent au moment et à l'effort normal dans le poteau par $e = \frac{M}{N} = \frac{175,49}{67,45} = 2,6\text{m} = 260\text{cm}$
- Vérification de la contrainte de compression du béton en passant par l'équation du 3ème degré en " h'" suivante :

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 520mm \\ a = b = 600mm \\ l = 2.82m \\ A = 7,06cm^2 \end{array} \right.$$

$$h'^3 + (1-h)h'^2 + 90 \times A \times \frac{l}{b} \times h' - 90 \times A \frac{l}{b} \times h$$

$$h' = 15cm$$

Alors la contrainte sera :

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_b = 120kg/cm^2 ; \sigma_e = 2400kn$$

$$\sigma_b = \frac{2Nl}{bh'(h-\frac{h'}{3})} \leq \bar{\sigma}_b \tag{6.1}$$

$$\Rightarrow \sigma_b = \frac{2 \times 75.45 \times 282}{60 \times 15 (52 - \frac{15}{3})} = 89,93kg/cm^2 \leq \bar{\sigma}_b = 120kg/cm^2 \quad \text{c'est vérifiée.}$$

- Vérifications du goujons en traction : $\sigma_b = \frac{N}{A} \times \frac{(l.h) + \frac{h'}{3}}{h - \frac{h'}{3}} \leq \sigma_e \tag{6.2}$

C'est des boulons ordinaires de $\phi 25$ de classe 8.8.

$$\text{Avec } \sigma_e = 6400kg/cm^2$$

$$\sigma_b = \frac{6745}{7.06} \times \frac{(282 - 52) + 5}{47} = \frac{4776,91kg}{cm^2} \leq \sigma_e = 6400kg/cm^2$$

6.3 calcul de l'épaisseur de la platine

Pour calculer l'épaisseur du platine a la fondation, il faut étudier le diagramme (A-A et B-B) en arrivant à la détermination du module d'inertie de la platine qui est égale a :

$$\frac{l}{v} = \frac{t^2}{6}. \text{ Afin de vérifié la contrainte de flexion par la forme } \sigma = \frac{M}{W_{el}} = M \cdot \frac{t^2}{6} \leq \sigma_e$$

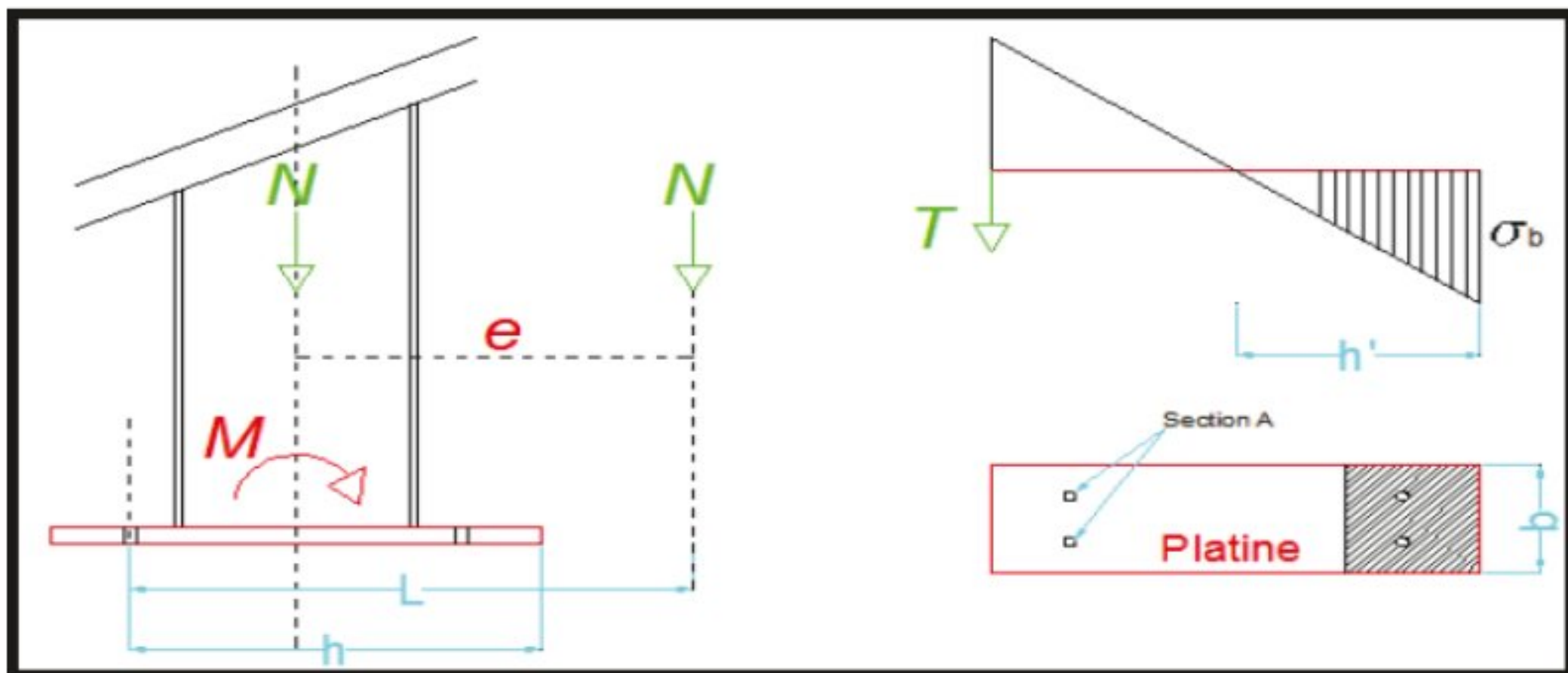


Figure 6.3 : Platine a la fondation

6.3.1 Les moments correspondants, pour une bande de largeur 1cm et d'épaisseur t, sont

$$M_1 = \frac{44,965 \times 150}{2} = 3372,385 \text{ kg.cm}$$

$$M_2 = 44,965 \times 150 = 6744,75 \text{ kg.cm}$$

$$M = M_1 + M_2 = 10117,135 \text{ kg.cm}$$

6.3.2 La contrainte de flexion

Avec : $F_y = 235 \text{ Mpa}$

$$\frac{M}{W_{el}} = \frac{10117,135 \times 6}{t^2} \leq F_y$$

D'où $t \leq 5,08 \text{ cm}$

6.4 Calcul des fondations

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol. Elles transmettent les charges de la superstructure au sol, c'est pourquoi elles constituent une partie très importante puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble de la structure.

Le dimensionnement des fondations est fait selon le règlement BAEL91[1].

6.4.1 Charge à prendre en considération

Le tableau 6.1 présente Récapitulatif des charges.

Tableau6.1: Récapitulatif des charges

	Effort	ELU	ELS
Semelle	N _{sd} (Kg)	6745	4808
	M _{sd} (Kg.cm)	17577	-11373
$\overline{\sigma}_{SOL}$	1,8 bar = 0,18 Mpa = 18000 daN/m ²		

6.4.2 Dimensionnement de la semelle

a. Détermination de A et B

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow \begin{cases} A = B \times \frac{a}{b} \\ B = A \times \frac{b}{a} \end{cases}$$

On a :

$$a = b = 0,45 \text{ m} \Rightarrow A = B \Rightarrow \text{Semelle carré}$$

$$\overline{\sigma}_{SOL} = \frac{N_S}{A.B} \Rightarrow A.B \geq \frac{N_S}{\overline{\sigma}_{SOL}} \tag{6.3}$$

$$\Rightarrow A^2 \geq \frac{N_S}{\sigma_{SOL}} \Rightarrow A \cdot B \sqrt{\frac{N_S}{\sigma_{SOL}}}$$

$$\Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{4808}{18000}} \Rightarrow A \geq 0.27\text{m}$$

Donc on prend une semelle de dimensions 1.00(×)1.00 m²

b. Détermination de d et h :

$$h = d + 5\text{cm}$$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \Rightarrow \frac{1.00 - 0.4}{4} \leq d \leq 1.0 - 0.4$$

$$\Rightarrow 15\text{cm} \leq d \leq 60\text{cm}$$

$d_{min}=30\text{cm}$ donc on prend $d=35\text{cm}$

Alors : $h=35 + 5 = 40\text{cm}$

6.4.3 Vérification de la stabilité au renversement

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{M_S}{N_S} \leq \frac{B}{4} \quad (6.4)$$

$$e_0 = 0.23\text{m} < \frac{B}{4} = 0.25\text{m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

6.4.4 Calcul du ferrailage

a. À ELU

$$A_u = \frac{N_u \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \quad (6.5)$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{67.45 \times 10^{-3} \times (1.00 - 0.25)}{8 \times 0.35 \times 347.83} = 5.19 \text{ cm}^2$$

b. À ELS

$$A_s = \frac{N_s \times (A - a)}{8 \times d \times \overline{\sigma}_{SOL}} \tag{6.6}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{SOL} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n \times f_{c28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$N_s = 4808$$

$$A_s = \frac{48.08 \times 10^{-3} (1 - 0.25)}{8 \times 0.35 \times 201.63} = 6.39 \text{ cm}^2$$

- Nous avons $A_s > A_u$ donc on prend un ferrailage de **8T12 = 9,05 cm²**

6.4.5 Détermination de la hauteur du patin 'e'

$$e \geq \max(6\phi + 6\text{cm}, 15\text{cm})$$

$$\Rightarrow e \geq \max(13,2 ; 15\text{cm}) \text{ donc on prend } e = 20 \text{ cm}$$

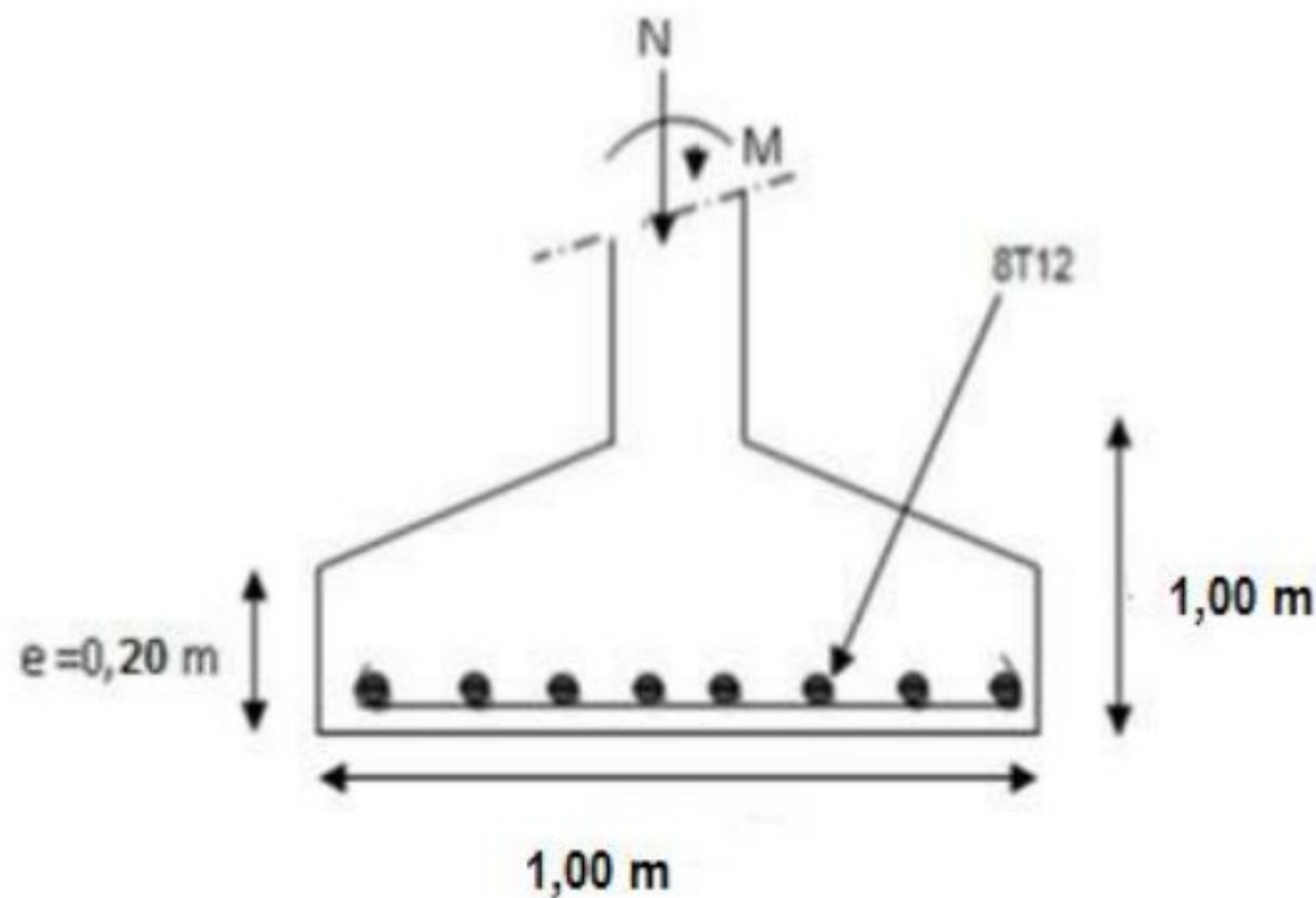


Figure 6.4: Ferrailage des semelles isolées

6.5 Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

6.5.1 Dimensionnement des longrines

Selon le RPA99, pour un sol de type S_3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : **25 cm x 30 cm**.

6.5.2 Calcul du ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left[\frac{N}{\alpha}; 20 \text{ KN} \right] \quad (6.7)$$

Avec :

N : Egale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S_3 ($\alpha = 15$)

a. L'ELU

$$\frac{N_u}{\alpha} = \frac{6745}{15} = 449.67 \text{ dan}$$

b. L'ELS

$$\frac{N_s}{\alpha} = \frac{4808}{15} = 320.53 \text{ dan}$$

$$\Rightarrow F = \max [4.5 ; 3.21 ; 20]$$

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{20}{347.83} = 0.58 \text{cm}^2$$

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{sts}} = \frac{20}{201.6} = 0.99 \text{cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale : $\%0,6 B = 0,6\% (25 \times 30) = 4.5 \text{cm}^2$

On prend donc $A_{st} \mathbf{6T12} = 6.72 \text{cm}^2$

6.5.3 Vérification de condition de non fragilité

$$A_{st} \leq 0,23 b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \tag{6.8}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 6.72 \text{cm}^2 \\ 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 35 \times \frac{25}{40} = 12.57 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

6.5.4 Calcul d'armatures transversales

$$\begin{aligned} \phi_t &\leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{min} \frac{b}{10} \right) \tag{6.9} \\ \Rightarrow \phi_t &\leq \min \left(\frac{400}{35} ; 1 ; \frac{250}{10} \right) \\ \Rightarrow \phi_t &\leq \min(11.42; 1 ; 25) \text{mm} \end{aligned}$$

Alors on prend $\phi_t = 11.42 \text{mm}$.

6.5.5 Calcul d'espacement des cadres

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20 \text{cm}; 15\phi_t) \tag{6.10}$$

$\Rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm} ; 12 \text{ cm})$ Alors on adopte un espacement $S_t = 15 \text{cm}$

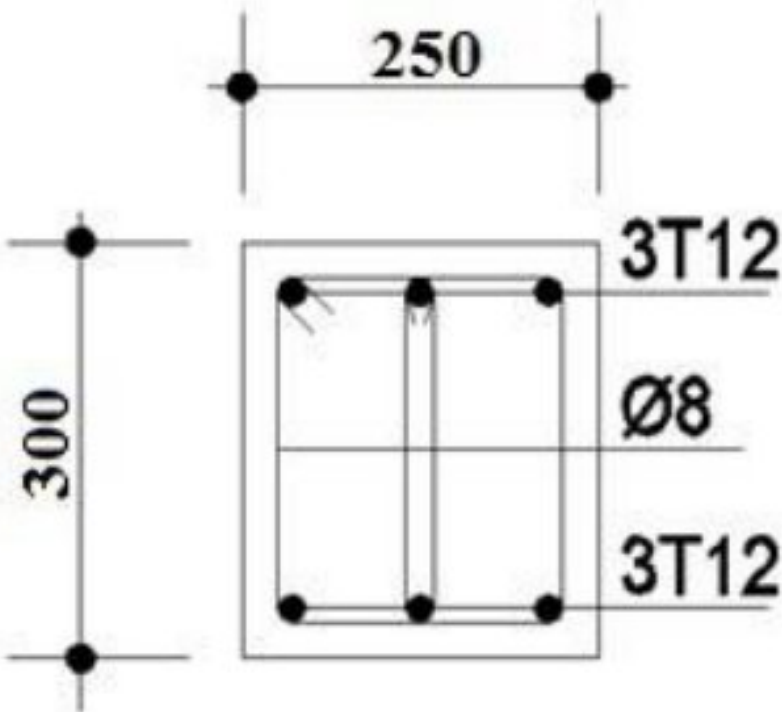


Figure 6.5: Ferrailage des longrines.

Bibliographie

- [1]. Béton armé aux états limites ; BAEL 91, Version 99
- [2].CM66, Règles de calcul des constructions en acier, CTICM, Edition Eyrolles ,1976
- [3]. Etude de trois variantes en Charpente Métallique, Mémoire de fin d'études, Juin 2012, Ecole Hassania des Travaux Publics, Maroc
- [4]. Eurocode3, Calcul des structures en acier, partie 1-1 ; Règles générales et Règles pour les Bâtiments.
- [5]. Règles Neige et Vent NV 65 et N 84 Modifiées 95. Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes, 12ème édition
- [6]. Cours de Charpente Métallique ; 3^{ème} Licence et Master1; Amara Salah, Université de Laghouat, Algérie