



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

قَالُوا سُبْحَانَكَ لَا عِلْمَ لَنَا إِلَّا مَا عَلَّمْتَنَا إِنَّكَ أَنْتَ الْعَلِيمُ

الْحَكِيمُ ﴿٣٢﴾ سورة البقرة، الآية 32



DÉDICACE :

À ALLAH, le Miséricordieux pour son amour sans cesse renouvelé dans ma vie, Gloire et Louange lui soient rendues

À ma chère mère, nulle formulation ne peut traduire mes sentiments d'amour et de gratitude pour tes sacrifices, ton affection, ta patience et tes prières

À mon cher père, aucune expression ne saurait exprimer toute l'affection et l'amour que je te porte, pour m'avoir soutenu tout au long de mon parcours, pour ton amour et tes prières

À mes frères et sœurs, les fleurs qui parfument ma vie par leur amour, leur patience et leur soutien

À mes neveux et nièces, les anges de ma vie, pour leur simple présence

À tous mes amis pour les bons moments que nous avons partagés ensemble

À mes honorables enseignants, pour le savoir qu'ils m'ont inculqué

À tous ceux et celles qui m'ont marquée par un geste, un mot ou un état d'esprit.

Je dédie ce modeste travail

AHARCHAM Fatima



DÉDICACE :

A Dieu Tout Puissant, créateur du ciel et de la terre pour son amour sans cesse renouvelé dans notre vie, Gloire et Louange lui soient rendues.

A la femme qui m'a toujours accompagnée avec plein de tendresse et d'amour.

... A toi ma chère mère.

A la mémoire de mon cher père que son âme repose en paix

A mon cher frère qui a tout fait pour que je sois ce que je suis,

A ma très chère sœur, en témoignage de ma reconnaissance pour son amour et son soutien

A toi ma chère SARA merci d'être toujours là pour moi

A tous mes amis dont je garderai les souvenirs des agréables moments partagés.

À tous ceux et celles qui m'ont marquée par un geste, un mot ou un état d'esprit.

À mes honorables enseignants, pour le savoir qu'ils m'ont inculqué

A ceux qui ont sacrifié leur vie, leur chers et tout ce qu'ils ont afin de nous défendre, de défendre notre dignité, notre nation et notre religion.

Je dédie ce modeste travail

OUZGHIRI YOUSFI Houda



REMERCIEMENTS:

Au terme de ce travail, Nous tenons à exprimer notre immense gratitude, et à présenter nos remerciements les plus sincères à **Mr Abdelmajid NIAZI** docteur d'Etat en calcul de structure et professeur à l'EHTP qui nous a offert l'opportunité d'effectuer ce stage et qui a eu l'amabilité d'assurer notre encadrement durant la période de réalisation de notre travail en nous fournissant une aide précieuse.

Nos vifs remerciements s'adressent également à **Mme KATRAR**, directrice du bureau d'études BTP-Concepts, qui nous a permis d'élaborer notre travail dans les meilleures conditions.

Nous adressons par la même occasion, nos plus vifs remerciements à l'ensemble du corps professoral et administratif de L'Ecole Hassania des Travaux Publics pour leurs efforts afin d'assurer une formation complète et adaptée au monde du travail.

Nous tenons à remercier vivement tous les membres du jury d'avoir accepté d'évaluer notre travail.

Enfin, nos remerciements vont à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet notamment **M. EL BOUZOULI Abderrahim, Mme EL BOUZOULI Rachida** et **M.LAIMINA Chakir**.



RÉSUMÉ

En raison des différentes méthodes de construction qui existent aujourd'hui, les maîtres d'ouvrage ont l'embaras du choix avant d'adapter une approche qui convient le mieux à leur besoins.

Le coût, la durée d'exécution, la disponibilité des matériaux et de la main d'œuvre, le coût et la cadence de l'entretien... autant de facteurs déterminants dans le choix d'une variante au détriment d'une autre.

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude le bureau d'étude BTP-Concepts nous a confié de réaliser une étude comparative d'abord entre les deux règlements CM 66 et l'Eurocode 3, puis entre trois variantes pour un centre commercial.

Notre travail s'étale sur deux parties principales :

La première partie regroupe les réglementations et calculs fondamentaux du CM 66 et l'Eurocode 3. Cette partie traite des caractéristiques de l'acier, des différents phénomènes d'instabilité et des combinaisons de charges utilisées par les deux règlements.

La deuxième partie se focalise sur la conception et le dimensionnement de la structure de chaque variante, que ce soit concernant les éléments porteurs ou secondaires. Pour la première variante, le calcul manuel des profilés métalliques a été effectué selon une démarche comparative entre les deux règlements, à savoir CM66 et l'Eurocode 3. La vérification des résultats et le calcul des sollicitations de cette première variante ont été effectués par le logiciel Robot Millenium. Par ailleurs, le dimensionnement des deux autres variantes a été effectué seulement par le logiciel Robot Millenium selon le règlement CM 66.

A la fin nous avons établi un avant métré pour les trois variantes afin d'estimer la variante la plus économique.



SOMMAIRE :

Dédicace :	2
Dédicace :	3
Remerciements:.....	4
Résumé	5
Sommaire :.....	6
Liste des figures :	11
Liste des tableaux :	11
Introduction :.....	13
1 Présentation et Conception de l'ouvrage	14
1.1 Introduction :	15
1.2 Définition du projet :	15
1.3 Exigences du maitre d'ouvrage :	15
1.3.1 Résistance et rigidité :.....	15
1.3.2 Economie :.....	15
1.3.3 Stabilité :.....	16
1.3.4 Esthétique :.....	16
1.4 Description et justification des variantes :.....	16
1.4.1 Disposition des portiques :.....	16
1.5 Hypothèses de calcul :	17
1.5.1 Règlements utilisés :.....	17
1.5.2 Site :.....	17
1.5.3 Les caractéristiques mécaniques des matériaux de construction :.....	18
1.6 Conception :.....	18
1.6.1 Système porteur :.....	18
1.6.2 Eléments secondaires :.....	20
2 Etude théorique des deux règlements CM66 et L'Eurocode.....	22
2.1 Le matériau acier :	23
2.2 Comportement élasto-plastique de l'acier:	23
2.3 Classification des sections transversales :	24



2.4	Phénomène d'instabilité :	27
2.4.1	Flambement :	27
2.4.2	Déversement :	32
2.4.3	Voilement :	35
2.5	Dimensionnement des éléments métalliques :	36
2.5.1	Calcul de résistance :	36
2.5.2	Actions et combinaisons de charges :	40
3	Calcul de vent	43
3.1	Données du projet :	44
3.2	Pression dynamique du vent :	44
3.2.1	Pression dynamique de base q_{10} :	45
3.2.2	Effet de masque :	45
3.2.3	Effet du site :	45
3.2.4	Effet de la hauteur :	46
3.2.5	Effet de dimensions :	46
3.2.6	Majoration dynamique :	47
3.2.7	Rapport des dimensions λ et le coefficient γ_0 :	48
3.2.8	Calcul de perméabilité des parois :	50
3.2.9	Actions extérieures :(article 2,131 NV65)	50
3.2.10	Actions intérieures :(2.141 ; NV65)	52
3.2.11	Actions résultantes (2.15 ; NV65) :	53
3.3	Calcul de la pression normale du vent :	53
4	Variante I : Portique à âme pleine	55
4.1	Calcul des pannes:	56
4.1.1	Principe de dimensionnement :	56
4.1.2	Evaluation des charges :	56
4.1.3	Dimensionnement des pannes avec le règlement CM66 :	57
4.1.4	Dimensionnement des pannes avec l'Eurocode 3 :	64
4.2	Calcul des liernes :	68
4.2.1	Dimensionnement des liernes:	68
4.3	Calcul de l'échantignolle :	70



4.4	Dimensionnement des potelets :	71
4.4.1	Principe de dimensionnement :	71
4.4.2	Vérification de la flèche:	71
4.4.3	Vérification des contraintes :	72
4.1	Dimensionnement du contreventement :.....	73
4.1.1	Transmission des efforts sur le pignon :	74
4.1.2	Dimensionnement du contreventement :	74
4.2	Dimensionnement du portique :	79
4.2.1	Calcul des traverses avec le règlement CM66 :	79
4.2.2	Calcul des traverses avec l’Eurocode 3 :	85
4.2.3	Calcul des poteaux avec le règlement CM66:	88
4.2.4	Calcul des poteaux avec l’Eurocode 3 :	93
4.3	Vérification des éléments AVEC LE LOGICIEL ROBOT:.....	95
4.3.1	Résultats ROBOT :	95
4.3.2	Déplacements :.....	97
4.4	Calcul des assemblages :	98
4.4.1	Assemblage Poteau- Traverse:.....	98
4.4.2	Assemblage Traverse- Traverse:	102
4.4.3	Pied de poteau encastré :	106
4.4.4	Vérification du pied de poteau encastré avec ROBOT :.....	111
	Conclusion :.....	113
4.4.5	Pied de poteau articulé :	113
4.4.6	Vérification avec le logiciel ROBOT :	115
	Conclusion :.....	117
4.5	Calcul des fondations :	117
4.5.1	Calcul de la semelle du poteau encastré :.....	117
4.5.2	Calcul de la semelle du poteau articulé:	120
4.6	Conclusion :	122
5	Variante 2 : Portique avec fermes en treillis	123
1.1	Généralités sur les structures en treillis :	124
5.1	Conception :.....	124



5.2	Modélisation sur ROBOT :	125
5.3	Dimensionnement des éléments de la structure :	126
5.3.1	Membrures supérieures :	126
5.3.2	Membrures inférieures :	128
5.3.3	Diagonales :	129
5.3.4	Montants de rive :	130
5.3.5	Montants centraux :	131
5.3.6	Poteaux :	132
5.4	Calcul du pied de poteau :	133
	Conclusion :	135
5.5	Calcul de la fondation :	135
5.5.1	Calcul de l'effort global :	135
5.5.2	Condition de non renversement :	136
5.5.3	Condition de la résistance du sol :	136
5.5.4	Calcul des armatures :	136
5.6	Conclusion :	138
6	Variante 3 : Portique avec poteau béton armé.....	139
6.1	Justification de la variante	140
6.2	Conception:.....	140
6.3	Modélisation sur ROBOT :	140
6.3.1	Traverse :	140
6.3.2	Poteau:	140
6.4	Dimensionnement des éléments de la structure :	141
6.4.1	Traverse :	141
6.4.2	Poteau:	141
6.5	Calcul de la fondation:	144
6.5.1	Calcul de l'effort global :	144
6.5.2	Condition de non renversement :	145
6.5.3	Condition de la résistance du sol :	145
6.5.4	Calcul des armatures :	145
6.6	Conclusion	147



7	L'avant métré.....	148
7.1	Variante 1 :	149
7.1.1	Fondations :.....	149
7.1.2	Structure en acier :	149
7.1.3	Maçonnerie et Enduit:.....	150
7.1.4	Estimation du coût:	150
7.2	Variante 2 :	151
7.2.1	Fondations :.....	151
7.2.2	Structure en acier :	152
7.2.3	Maçonnerie et enduit :.....	152
7.2.4	Estimation du coût:	152
7.3	Variante 3:	153
7.3.1	Fondations :.....	153
7.3.2	Structure en acier :	154
7.3.3	Poteau en béton armé :	154
7.3.4	Maçonnerie et enduit :.....	154
7.3.5	Estimation du coût:	155
	Conclusion :	156
	Bibliographie :.....	157
	Règlement :.....	157
	Référence :.....	157
8	. Annexes	158
	Annexe1 :.....	159
	Annexe2 :.....	160
	Annexe 3 :	161
	Annexe 4 :	162



LISTE DES FIGURES :

Figure 1: Diagramme effort-déformation	23
Figure 2: Détermination de la classe des semelles	25
Figure 3: Détermination de la classe des âmes.....	26
Figure 4: Flambement d'une barre sous effort axial.....	27
Figure 5: Contrainte critique d'Euler	28
Figure 6: Flambement d'une barre soumise à la flexion.....	30
Figure 7: Barre soumise au déversement	32
Figure 8: Voilement d'une plaque soumise à la compression	35
Figure 9: Diagrammes de contrainte pour une pièce soumise à la flexion simple.....	39
Figure 10: Coefficient de réduction δ en fonction de H.....	46
Figure 11: Coefficient de réponse ξ	47
Figure 12: Coefficient γ_0	49
Figure 13: Abaque donnant C_e en fonction de α	51
Figure 14: Schéma représentant une panne.....	58
Figure 15: Schéma montrant le cheminement des efforts pour lierne	68
Figure 16: Echantignole.....	70
Figure 17: Dispositions possibles pour le système transversal de contreventement	74
Figure 18: Poutre au vent.....	75
Figure 19: Cheminement des efforts pour la poutre au vent	75
Figure 20: Cheminement des efforts dans le palée de stabilité	78
Figure 21: Portique intermédiaire.....	80
Figure 22: Poteau de rive	88
Figure 23: Schéma présentant les potelets et les chainages	92
Figure 24: : Résultats des éléments avec le logiciel ROBOT.....	96
Figure 25: Déplacement du portique $y=64$	97
Figure 26: Déplacement du portique $y=0$	97
Figure 27: Schéma montrant les différents éléments d'un assemblage Poteau-Traverse.....	98
Figure 28: Vue de l'assemblage Poteau -Traverse	102
Figure 29: Vue de l'assemblage Traverse-Traverse.....	105
Figure 30: Schéma pied de poteau encasté avec lignes de pliage.....	106
Figure 31: Vue pied de poteau encasté	107
Figure 32: Diagramme de contrainte du pied de poteau encasté.....	108
Figure 33: Goujon du pied de poteau	110
Figure 34: Pied de poteau	111
Figure 35: schéma pied de poteau avec lignes de pliage	113
Figure 36: Vue du pied de poteau articulé.....	115
Figure 37: Vue de la structure.....	126
Figure 38: Vue du pied de poteau encasté de a 2ème variante.....	133



LISTE DES TABLEAUX :

Tableau 1: Valeurs de α selon les courbes de flambement	29
Tableau 2: Combinaisons de charges du CM 66	41
Tableau 3: Valeurs de coefficient ψ	42
Tableau 4: Combinaison de charge selon l'eurocode 3 à l'ELS	42
Tableau 5: Pression dynamique de base	45
Tableau 6: Coefficient K_s	45
Tableau 7: Tableau récapitulatif de C_e	52
Tableau 8: Tableau récapitulatif des valeurs de C_i	52
Tableau 9: Tableau donnant les actions résultantes $C_e - C_i$	53
Tableau 10: Tableau donnant la pression normale du vent	54
Tableau 11: Caractéristique du profilé IPE 160	59
Tableau 12: Effort de traction dans chaque tronçon de la lierne	69
Tableau 13: Caractéristiques du profilé IPE 450	82
Tableau 14: Moments du portique sous la combinaison 1,33G+1,5Q	82
Tableau 15: Efforts dans la traverse sous la combinaison 1,35G+1,05Q+0,9V	85
Tableau 16: Moments et effort normal dans le poteau sous la combinaison 1,33G+1,5Q.....	89
Tableau 17: Caractéristique du profilé IPE 550	89
Tableau 18: Efforts dans le poteau sous la combinaison 1,35G+1,05Q+0,9V	93
Tableau 19: Récapitulatif des résultats obtenus pour la première variante	122
Tableau 20: Récapitulatif des résultats obtenus pour la deuxième variante	138
Tableau 21: Récapitulatif des résultats obtenus pour la troisième variante	147
Tableau 22: Coût total des fondations de la variante 1	149
Tableau 23: Coût total de la structure en acier de la variante 1	150
Tableau 24: Coût total de l'enduit et de la maçonnerie de la variante 1	150
Tableau 25: Coût total estimé de la variante 1	151
Tableau 26: Coût total des fondations de la variante 2	151
Tableau 27: Coût total de la structure en acier de la variante 2	152
Tableau 28: Coût total de l'enduit et de la maçonnerie de la variante 2	152
Tableau 29: Coût total estimé de la variante 2	153
Tableau 30: Coût total des fondations de la variante 3	153
Tableau 31: Coût total de la structure en acier de la variante 3	154
Tableau 32: Coût total du poteau de la variante 3	154
Tableau 33: Coût total de l'enduit et de la maçonnerie de la variante 3	155
Tableau 34: Coût total estimé de la variante 3	155



INTRODUCTION :

Grâce à ses avantages, la construction à ossatures métalliques est devenue l'un des modes de construction les plus répandus dans le monde, en particulier pour les grands projets industriels et commerciaux.

Parmi ces avantages, on trouve la facilité de la réalisation qu'il offre, ainsi que les délais d'exécution qui sont sensiblement moindres par rapport au béton armé, de plus elle permet de franchir de grandes portées de fait de la grande résistance de l'acier à la traction.

D'autre côté le béton armé est une technique très bien maîtrisée, que ce soit au niveau du calcul ou au niveau de l'exécution du fait du grand nombre d'ouvrages réalisés selon cette technique dans notre pays. Il est vrai qu'un ouvrage réalisé en béton nécessite plus de temps pour sa réalisation comparé à la charpente métallique. Mais le coût de l'acier est bien plus onéreux que celui du béton. Une tendance naturelle consiste donc à privilégier le béton pourrait donc s'opérer. Cependant, suivant la structure, le site de construction et l'utilisation prévue du bâtiment, le choix est loin d'être une évidence sans une étude préalable.

Pour répondre à ce dilemme, nous avons choisi pour notre travail de fin d'étude, de traiter un sujet de construction métallique qui a la particularité d'étudier une comparaison technique et économique entre trois variantes :

- ✓ Structure avec portiques en profilés à âme pleine.
- ✓ Structure avec fermes à treillis et poteaux en profilé métallique.
- ✓ Structure avec fermes à treillis et poteaux en béton armé.



1 PRÉSENTATION ET CONCEPTION DE L'OUVRAGE



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 :

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

1.2 DÉFINITION DU PROJET :

Le bâtiment à étudier est un centre commercial d'Electroplanet, qui est une filiale de Marjane Holding, il sera construit à la ville d'Agadir. Le magasin est destiné à la vente des produits électroniques et il est d'une surface égale à 2 400 m².

Le centre commercial sera constitué de trois bâtiments A, B et C. Dans notre projet, nous allons étudier le bâtiment C.

1.3 EXIGENCES DU MAITRE D'OUVRAGE :

1.3.1 RÉSISTANCE ET RIGIDITÉ :

Sous un système de charge donné, les contraintes dans tous les éléments ne doivent pas dépasser les contraintes permises par les règlements relatifs au matériau utilisé. Ainsi, la construction doit supporter les sollicitations extrêmes qui lui sont appliquées sans atteindre la ruine, cette dernière peut être l'écrasement ou simplement une déformation trop grande.

1.3.2 ÉCONOMIE :

La construction doit remplir ces fonctions tout en restant le plus économique possible :

- La stabilité
- La durabilité
- L'esthétique

Ainsi les éléments suivants peuvent intervenir dans le bilan comparatif des trois solutions concurrentes par leurs incidences sur le cout global : l'étude, les matériaux structuraux, les moyens d'assemblage, les frais de transport, le délai d'exécution et l'entretien.



1.3.3 STABILITÉ :

La structure doit aussi conserver sa stabilité sous l'effet des charges et assurer la capacité de fonctionnement de la structure en rapport avec sa destination.

En effet, la stabilité doit être assurée pour toute la structure et aussi individuellement pour tous les éléments de la structure. Dans ce cas on distingue les problèmes suivants :

- L'équilibre général de la structure doit être assuré.
- Les phénomènes d'instabilité (flambement, déversement)

1.3.4 ESTHÉTIQUE :

L'ouvrage doit être en harmonie avec son environnement tout en assurant un certain degré d'esthétique.

1.4 DESCRIPTION ET JUSTIFICATION DES VARIANTES :

1.4.1 DISPOSITION DES PORTIQUES :

Le choix de la forme du cadre dépend des critères de conception de la halle, de la portée, du système statique retenu, du mode de construction, etc. Dans notre projet, nous avons à choisir entre trois types de portiques :

1.4.1.1 VARIANTE 1

Les portiques sont à âme pleine et à inertie constante avec renforts dans les zones les plus sollicitées. Ce type de portiques présente les avantages suivants :

- D'être moins onéreux, sauf pour des grandes portées
- D'être moins encombrants : transport et manutention facilités, volume intérieur de bâtiment moindre, donc économie de chauffage.
- D'être plus esthétique
- D'être plus simple : assemblage simple par platines et boulons, entretien et peinture moindres.

1.4.1.2 VARIANTE 2

Les portiques sont constitués de ferme à treillis. Les fermes à treillis constituent souvent la solution la plus légère pour réaliser les traverses des cadres. Elles sont utilisées pour de



grandes portées. Elles sont beaucoup plus performantes techniquement que des profils pleins, leurs rendement est assez proche de 1 et elles consomment un minimum d'acier.

1.4.1.3 VARIANTE 3 :

Les portiques sont constitués de fermes à treillis et de poteaux en béton armé. Cette variante associe deux matériaux de nature et de caractéristiques différentes, elle présente les avantages suivants :

- D'être plus résistante (résistance à la traction et à la compression) et plus stable.
- D'être durable grâce à la résistance du béton à l'usure, au feu, au vent, aux vibrations et aux séismes.
- D'être optimale et économique : la facilité et la rapidité de l'exécution des éléments en acier.

1.5 HYPOTHÈSES DE CALCUL :

1.5.1 RÈGLEMENTS UTILISÉS :

- CM 66 et les règles EUROCODE : Pour le calcul de la structure métallique.
- BAEL 91 : Pour le calcul des éléments en béton.
- NV65 carte du vent Maroc: Pour le calcul au vent.
- RPS 2000 : Pour les calculs parasismiques.

1.5.2 SITE :

1.5.2.1 SOL :

La portance du sol déterminée par les études géotechniques est de 2 bars. On considère que le bon sol est à une profondeur de 2 m.

1.5.2.2 VENT :

La ville d'Agadir se situe dans la région I, le site du projet est un site « exposé ».

1.5.2.3 SÉISME :

D'après la carte de zonage sismique, la ville d'Agadir se trouve dans la zone III : $A=0,16$.

On adopte les paramètres suivants :

- Coefficient de priorité : $I=1$, la classe du bâtiment étant la classe II.



- Coefficient de site : les caractéristiques du sol de notre site correspondent à un site S2, d'où $S=1,20$.

1.5.3 LES CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION :

1.5.3.1 BÉTON :

- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$
- $E_{i28} = 11\,000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32\,164,19 \text{ MPa}$
- $\mu = 0,2$
- $\sigma_b = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ MPa}$

1.5.3.2 ACIER POUR LA STRUCTURE EN CHARPENTE :

- $E = 210\,000 \text{ MPa}$
- $f_e = 235 \text{ MPa}$ (Fe E24)

1.5.3.3 ACIER POUR LES ARMATURES :

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

1.6 CONCEPTION :

1.6.1 SYSTÈME PORTEUR :

Dans notre projet, nous avons opté pour un écartement des portiques égal à 8 m.

Les poteaux :

Leur fonction est de transmettre les charges de la couverture aux fondations. Ils travaillent en compression mais éventuellement en flexion composée. Ils doivent donc présenter une raideur transversale pour procurer la résistance au flambement et pour reprendre l'effort du vent.

Nous avons opté pour des poteaux en IPE.



Les traverses :

Leur fonction principale est de transmettre aux poteaux les actions agissant sur la toiture ainsi que les forces horizontales dues au vent ou au séisme en cas de nœuds traverse-poteau rigides.

La portée des traverses est égale à 30 m. Nous avons choisi de les réaliser avec des profilés laminés IPE.

Les pieds de poteaux :

Ils constituent la zone de transition entre l'ossature métallique et les fondations en béton armé. Ils sont soit articulés, soit encastrés.

Nous avons opté pour une liaison d'encastrement au pied de poteaux dans le plan du portique. En effet, une liaison d'encastrement interdit tout mouvement de translation ou de rotation dans le plan de portique au point d'appui et est capable de reprendre un important moment de flexion en plus des efforts verticaux et horizontaux.

Les angles de cadres pour la 1^{ère} variante:

Ils constituent la zone de raccordement de la traverse sur le poteau. Ils sont articulés ou rigides, et peuvent être réalisés par soudage ou par boulonnage.

Nous avons choisi une liaison rigide renforcée par des jarrets puisque les angles de cadre sont le lieu d'efforts maximaux. Les jarrets permettent d'avoir une liaison d'encastrement parfait.

On prend comme longueur de jarrets $\frac{1}{10}$ de la portée de la traverse.

Le contreventement :

Ce sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts du vent ainsi que toute charge horizontale et les transmettre aux fondations.

Un système de contreventement comporte des poutres au vent disposées en toitures et des palés de stabilité placés sur le long pont et à l'intérieur de la structure.

Les poutres au vent assurent d'une part le contreventement de la toiture dans le sens transversal, et d'autre part elles reprennent l'effort du vent agissant sur le pignon et les cheminots, à l'aide des montants et des diagonales, vers les pannes sablières et les pannes faîtières. Les palés de stabilité se chargent de transférer les efforts jusqu'aux fondations, leur rôle principal est d'assurer le contreventement longitudinal.

On va prendre, pour les poutres au vent ainsi que pour les palés de stabilité, des croix en L (cornières).



1.6.2 ELÉMENTS SECONDAIRES :

Les pannes :

Les pannes ont pour fonction d'assurer le transfert des actions appliquées à la couverture d'un bâtiment à sa structure principale. Dans notre projet les pannes, de portée 8 m, sont des profilés en double té IPE. L'entraxe des pannes est fonction de la charge la plus défavorable que peut supporter la couverture.

On prend 10 pannes de chaque versant, l'entraxe est donc égale à $\frac{15}{10} = 1,50 \text{ m}$

La liaison panne-structure principale peut être réalisée par :

- Boulonnage direct de la semelle inférieure de la panne sur la semelle supérieure de la traverse.
- Échantignolle, dans le cas de toiture inclinée pour éviter le glissement et le basculement des pannes à la pose.

Les sollicitations parallèles et perpendiculaires provoquent la flexion gauche des pannes, surtout pour les profilés IPE, pour éviter ce genre de sollicitations il est possible de disposer des liernes situées dans le plan de la toiture et perpendiculaires aux pannes. Ces liernes constituent pour les pannes des appuis latéraux intermédiaires et transmettent les efforts parallèles au plan de la toiture jusqu'au sommet des traverses.

Les potelets:

Ils doivent supporter les charges dues au vent et les charges transmises par les façades.

Dans notre projet, on dispose de trois potelets sur chaque pignon, on aura donc un espacement de 7,50 m. Les potelets sont isostatiques, donc ils sont articulés en pieds et sur les traverses.

Assemblage :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition correcte des diverses sollicitations.

Les principaux types d'assemblages sont :

- **Boulonnage** : On distingue les boulons ordinaires et les boulons haute résistance.
- **Soudure** : Elle permet de reconstituer une continuité de la matière aussi parfaite que possible.



- **Rivetage** : Il assure une force de serrage et un assemblage par frottement des pièces rassemblées. Actuellement, cette technique est complètement abandonnée.

Dans notre cas, nous allons utiliser des boulons HR vue l'importance des efforts (type de boulons recommandé par le règlement parasismique RPS 2000).



2 ETUDE THÉORIQUE DES DEUX RÈGLEMENTS CM66 ET L'EUROCODE

2.1 LE MATÉRIAU ACIER :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et de carbone. Ce dernier n'intervient que pour une très faible part.

2.2 COMPORTEMENT ÉLASTO-PLASTIQUE DE L'ACIER:

Le 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.

La contrainte de rupture à la traction est définie par σ_R , elle correspond au point P2.

Pour l'Eurocode 3, la limite d'élasticité de l'acier est f_y , la contrainte de rupture à la traction est f_u .

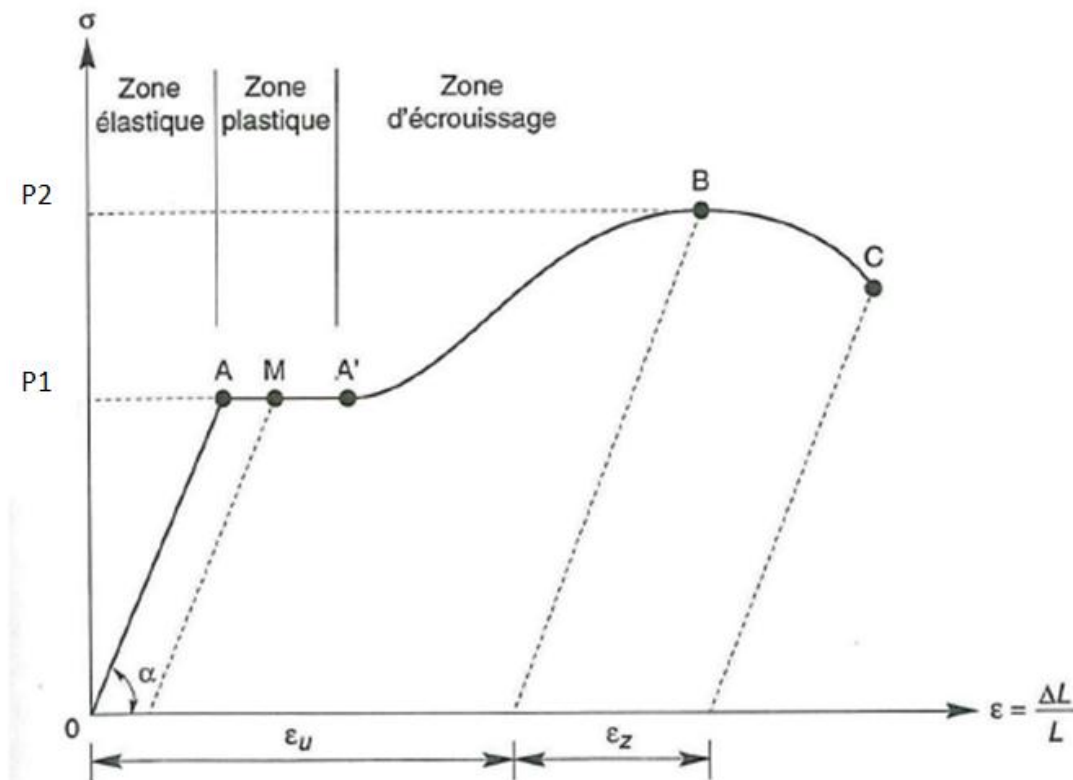


Figure 1: Diagramme effort-déformation

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 : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 81\ 000\ \text{daN/mm}^2$

2.3 CLASSIFICATION DES SECTIONS TRANSVERSALES :

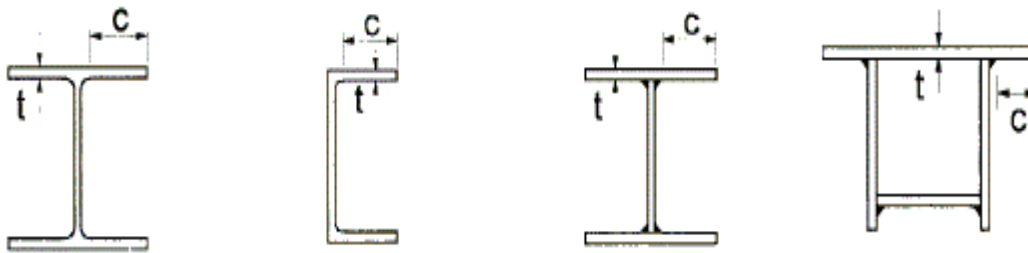
Dans le cadre de l'Eurocode 3, il a été choisi de traiter, dans un seul et même texte, tous les types de sections du point de vue du degré d'incidence du voilement local de compression. Ce degré d'incidence est pris en compte à travers une classification des sections transversales.

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 simple soit flexion composée.

Semelles en console



Classe	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée				
		Extrémité comprimée	Extrémité tendue			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_{\sigma}}$ Pour k_{σ} , voir l'EN 1993-1-5				
$c = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	41
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,

Figure 2: Détermination de la classe des semelles

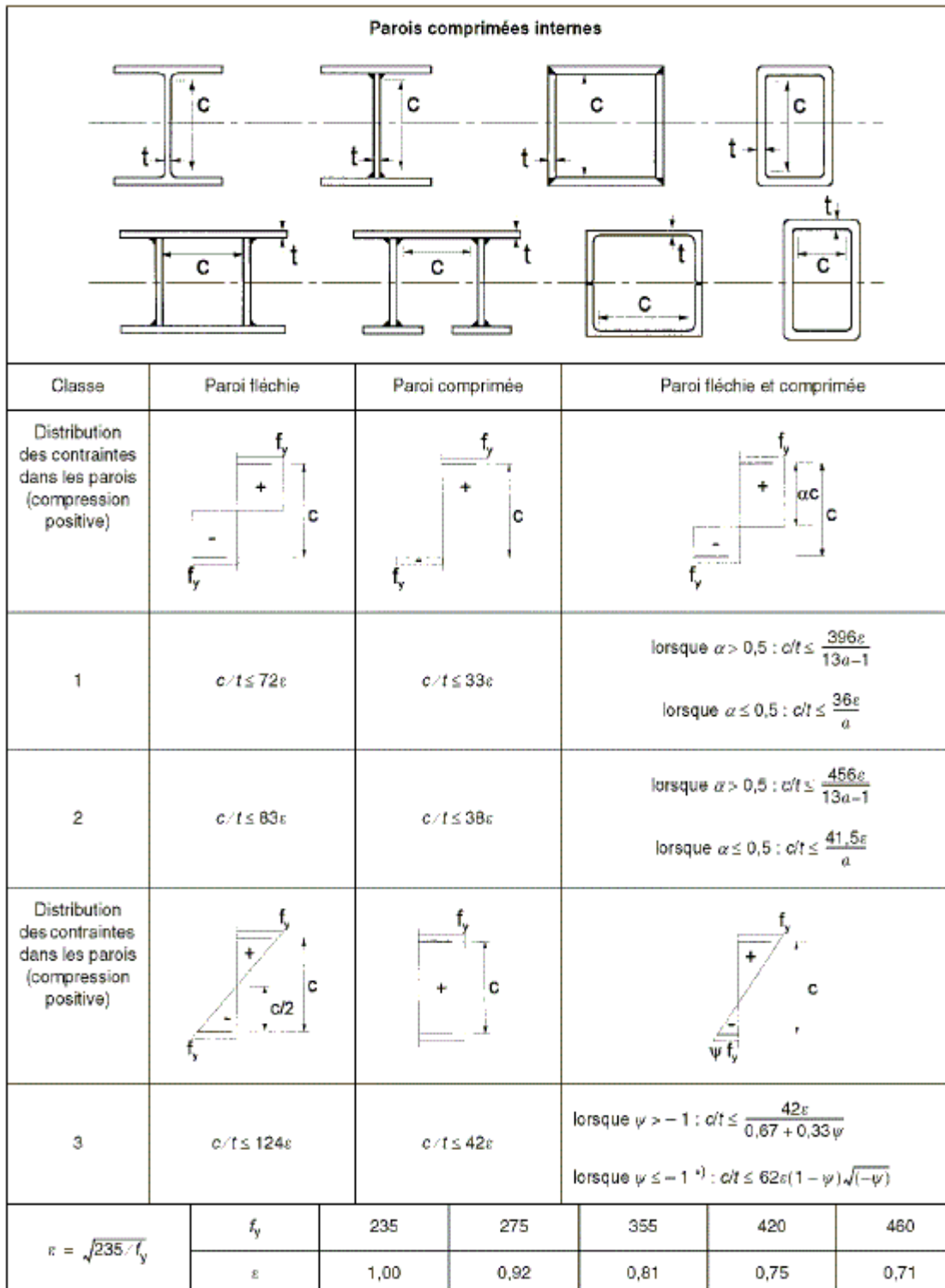


Figure 3: Détermination de la classe des âmes

2.4 PHÉNOMÈNE D'INSTABILITÉ :

2.4.1 FLAMBEMENT :

2.4.1.1 FLAMBEMENT SIMPLE :

L'analyse théorique du phénomène se fonde en tout premier lieu sur l'étude due à la théorie d'Euler.

Lorsqu'une structure est soumise à un effort normal de compression, elle a tendance à fléchir et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression.

Suivant cette théorie, pour une poutre bi-articulée soumise à un effort de compression centré N , apparaît un moment de flexion additionnel :

$$M = N \times y \quad \text{Et} \quad \sigma = \frac{N}{A} + \frac{N \times y}{\frac{I}{v}}$$

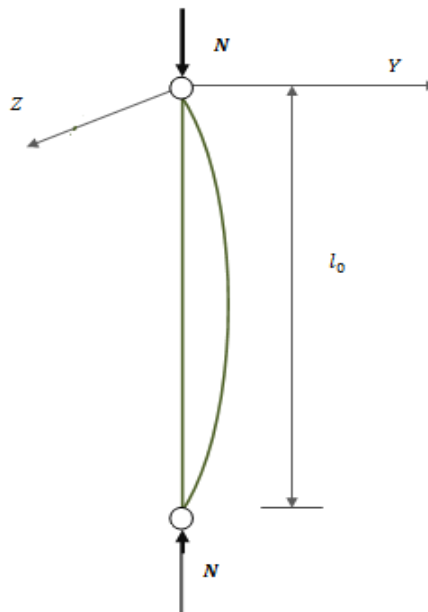


Figure 4: Flambement d'une barre sous effort axial

L'équilibre vis-à-vis de la force de compression passe donc par une amplification de la courbure.

La conséquence pratique immédiate est que la ruine des barres comprimées intervient systématiquement par cumul de l'effort normal et des effets de cette déformation et non par

atteinte de la capacité de la section à l'effort normal.

L'analyse mathématique de l'équilibre d'une barre comprimée bi-articulée de longueur l_0 et d'inertie I , permet de mettre en évidence un niveau de chargement particulier tel que le flambement n'est plus possible, c'est la charge critique d'Euler.

$$N_k = \frac{EI\pi^2}{l_0^2}$$

Et la contrainte critique :

$$\sigma_k = \frac{EI\pi^2}{Al_0^2} = \frac{E\pi^2}{\lambda^2}$$

Lorsque la charge appliquée atteint cette valeur, la barre n'offre plus de rigidité vis-à-vis de la déformation latérale.

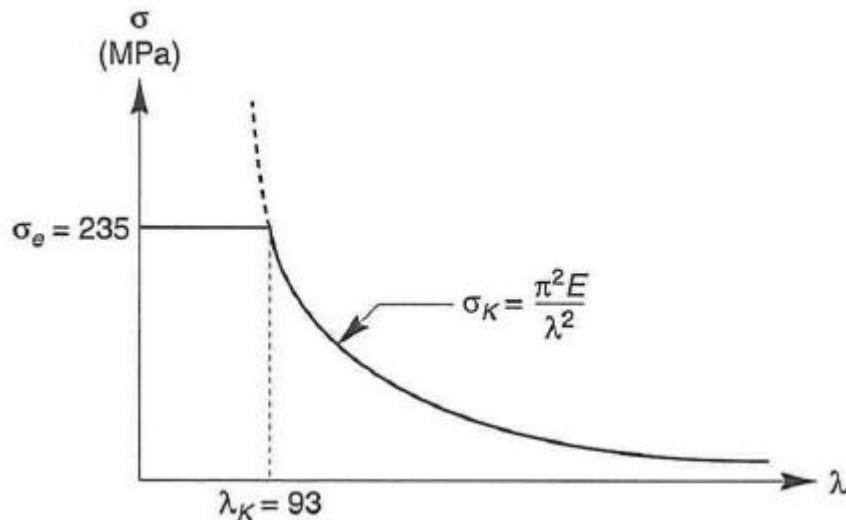


Figure 5: Contrainte critique d'Euler

- Lorsque $\sigma_k > \sigma_e$, aucun risque de flambement n'est à craindre et la ruine survient pour

$$\sigma = \sigma_e$$

- Lorsque $\sigma_k < \sigma_e$, il y a ruine par flambement dès lors que $\sigma = \sigma_k$

L'observation expérimentale du comportement réel des barres soumises à la compression simple apporte une confirmation imparfaite de la prévision fondée sur le modèle d'Euler. La ruine s'observe pour des efforts normaux inférieurs à la valeur critique théorique.

L'explication de ces discordances réside bien entendu dans le fait que la réalité diffère des hypothèses adoptées par Euler.



En effet :

- Les pièces après leur traitement en laminoirs et leur diverses manutentions et transports, ne sont pas rigoureusement rectilignes (défauts de rectitude)
- Leurs inerties ne sont pas constantes (tolérances de laminage)
- Les efforts normaux de compression et les appuis ne sont jamais rigoureusement centrés (défauts de centrage)
- Les poteaux, sur chantier, ne sont jamais parfaitement verticaux (tolérances de montage)
- Le module d'élasticité E de l'acier n'est pas vraiment constant, du fait des contraintes résiduelles de laminage (défauts d'homogénéité)

Ces cinq types de défauts, réels et inévitables, contribuent à affaiblir les éléments en raison des moments de flexion parasites qu'ils créent et qui majorent considérablement la contrainte.

2.4.1.1.1.1 CM 66:

La vérification est ainsi la suivante : (Paragraphe 3,411)

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

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

2.4.1.1.1.2 L'eurocode 3 :

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**)

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

Tableau 1: Valeurs de α selon les courbes de flambement

Dans l'Eurocode 3, la vérification est la suivante :

$$N \leq \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

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

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

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

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

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

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

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

2.4.1.2 FLAMBEMENT FLEXION :

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.

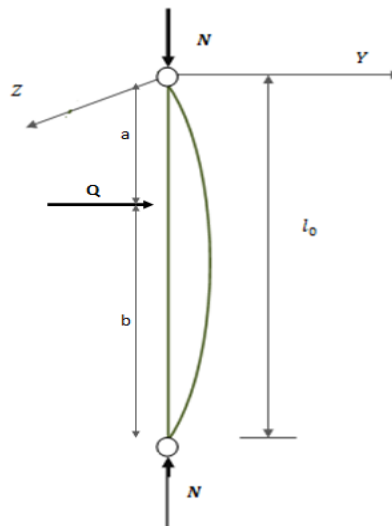


Figure 6: Flambement d'une barre soumise à la flexion



i. CM 66

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

$$\sigma k_1 + k_f \sigma_f \leq \sigma_e$$

Avec :

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

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

$$\mu = \frac{\sigma_k}{\sigma}$$

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

2.4.1.2.1.1 Eurocode 3 :

La formule de stabilité des barres comprimées et fléchies dans le plan de flambement adoptée par l'Eurocode 3 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).

La vérification est la suivante :

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

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

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

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent, 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.

Contrairement aux règles du CM 66, la condition de stabilité pour l'Eurocode 3 ne couvre pas la résistance en section. La vérification de la résistance en section doit obligatoirement compléter celle de la stabilité.

2.4.2 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.

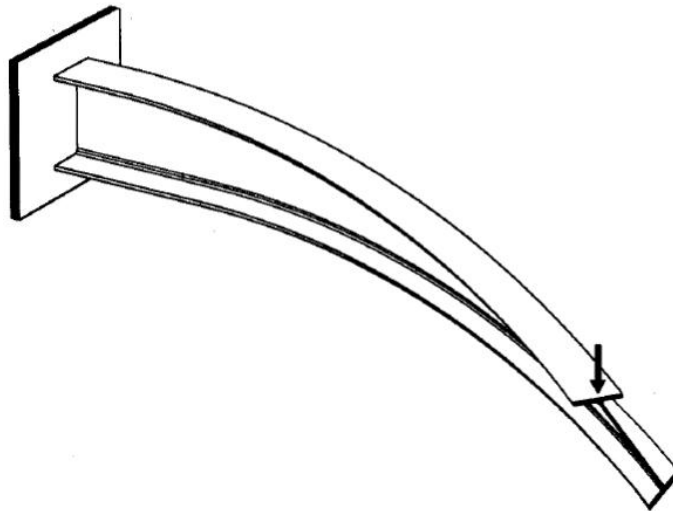


Figure 7: Barre soumise au déversement

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 :

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_z GJ \left(1 + \frac{\pi^2 EI_{\omega}}{L^2 GJ} \right)}$$

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.



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'Eurocode 3 propose des expressions plus générales du moment critique de déversement pour répondre à ce besoin.

i. CM 66 :

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

$$k_d \sigma_f \leq \sigma_e$$

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

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

Et la contrainte critique par :

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

Cette contrainte est multipliée par :

- ✓ $\frac{D-1}{1,3b}$: 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 :

$$\sigma_d = \frac{h^2 \pi^2 E I_z}{4 L^2 I_y} C B \frac{D-1}{1,3b}$$

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 $(\sigma_e - \sigma_d)$:

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

Avec

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



D'où

- ✓ Pour les éléments symétriquement chargés et appuyés :

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e}(k_0 - 1)}$$

- ✓ 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 :

$$K_d = \frac{K_{do}}{C} + \frac{C - 1}{5K_{do}}$$

2.4.2.1.1.1 Eurocode 3 :

Nous devons vérifier :

$$M \leq \frac{\chi_{LT} * \sigma_e * \beta_W * W_{pl,y}}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- ✓ $\beta_W = 1$ Pour sections de classe 1 et 2.
- ✓ $\beta_W = \frac{W_{pe,y}}{W_{pl,y}}$ Pour sections de classe 3.
- ✓ $\beta_W = \frac{W_{eff,y}}{W_{pl,y}}$ Pour sections de classe 4.

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

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

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

Le coefficient α_{LT} permet, comme en 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.

2.4.3 VOILEMENT :

Si l'on soumet une plaque rectangulaire à une compression uniforme sur deux côtés opposés, parallèlement à son plan moyen, on observe que la plaque, au-delà d'une certaine charge, se déforme transversalement. Il s'agit du phénomène de voilement, qui peut également apparaître sous un effort de cisaillement simple.

Les essais montrent également que les âmes, bien que voilées, résistent encore à des efforts additionnels. Autrement dit, le voilement ne conduit pas à une ruine rapide et brutale de ces pièces, ce qui en fait un phénomène finalement peu dangereux.

Pour éviter le voilement des âmes des poutres, deux moyens sont possibles:

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposer des raidisseurs d'âme, judicieusement positionnés.

Les profilés laminés normalisés en construction métallique ne sont pas sujets au voilement, leurs âmes étant dimensionnées largement pour éviter tout risque à ce sujet.

Seuls les profilés reconstitués peuvent être sujets au voilement. Leur vérification est régie par les règles CM66.

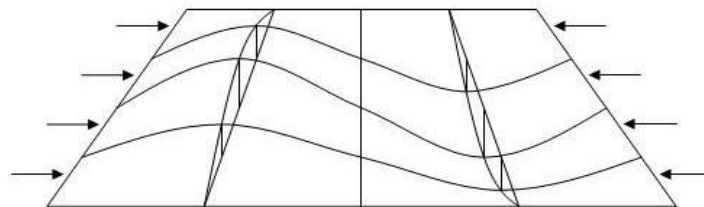


Figure 8: Voilement d'une plaque soumise à la compression



2.5 DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS MÉTALLIQUES :

2.5.1 CALCUL DE RÉSISTANCE :

2.5.1.1 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 CM 66
- ✓ $\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MO}}$ pour l'Eurocode 3

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 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'Eurocode 3 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 f_u .

L'Eurocode 3 fixe l'effort normal admis d'une barre sollicitée en traction, à la plus petite des deux valeurs :

- ✓ Pour les boulons ordinaires :

$$N_u = \frac{0,9 A_{\text{nette}} f_u}{\gamma_{MZ}}$$

- ✓ Pour les boulons HR :

$$N_{\text{nette}} = \frac{A_{\text{nette}} f_y}{\gamma_{MO}}$$



2.5.1.2 PIÈCES SOUMISES À LA COMPRESSION :

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

$$k\sigma \leq \sigma_e$$

Avec

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

(Voir partie flambement simple pour les valeurs de k)

Quant à l'Eurocode 3, la vérification est la suivante :

$$N \leq N_R$$

Si $\bar{\lambda} < 0,2$ alors :

- ✓ $N_R = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$ pour les sections de classe 1, 2 et 3
- ✓ $N_R = \frac{A_{eff}f_y}{\gamma_{M1}}$ pour les sections de classe 4

Si $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0,4$ alors :

- ✓ $N_R = \frac{\chi Af_y}{\gamma_{M0}}$ pour les sections de classe 1, 2 et 3
- ✓ $N_R = \frac{\chi A_{eff}f_y}{\gamma_{M1}}$ pour les sections de classe 4

Les phénomènes de flambement sont déterminants pour la résistance des éléments comprimés en acier. L'Eurocode 3 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'Eurocode 3, 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 γ_{M1} propre aux critères de ruine par instabilité.

2.5.1.3 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 :

$$\tau = 1,54 \frac{T}{A_a} \leq \sigma_e$$



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

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 :

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

Avec

- ✓ $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$ pour les profils laminés en I ou H
- ✓ $A_v = A - 2bt_f + (t_w + r)t_f$ pour les profils laminés en U
- ✓ $A_v = (h - 2t_f)t_w$ 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.

2.5.1.4 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.

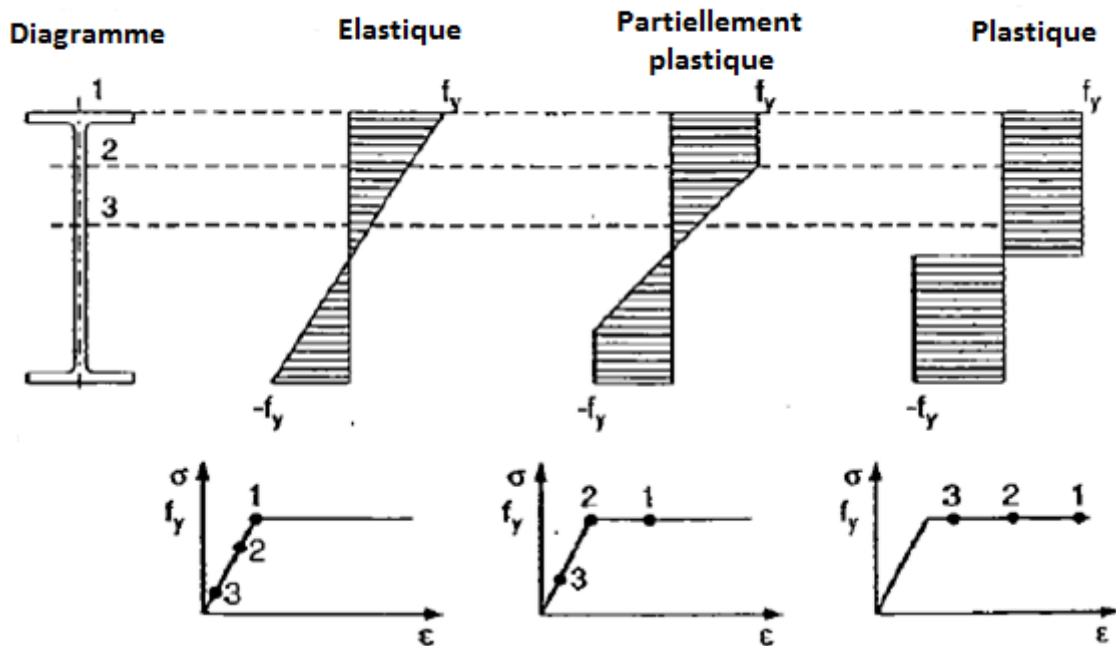


Figure 9: Diagrammes de contrainte pour une pièce soumise à la flexion simple

Le CM 66 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 :

$$M \leq \frac{\psi \sigma_e I}{v}$$

L'Eurocode 3, 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 :



- ✓ module plastique W_{ply}
- ✓ module élastique W_{ely}
- ✓ module élastique efficace W_{eff}

La vérification est la suivante :

$$M \leq M_R$$

Avec

- ✓ $M_R = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}}$ pour les classes 1 et 2
- ✓ $M_R = \frac{W_{ely} f_y}{\gamma_{M0}}$ pour la classe 3
- ✓ $M_R = \frac{W_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}$ 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'Eurocode 3 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 :

$$M \leq M_R$$

Avec

$$M_R = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}}$$

- ✓ $\beta_w = 1$ pour les classes 1 et 2
- ✓ $\beta_w = \frac{W_{el}}{W_{pl}}$ pour la classe 3
- ✓ $\beta_w = \frac{W_{eff}}{W_{pl}}$ pour la classe 4

2.5.2 ACTIONS ET COMBINAISONS DE CHARGES :

Pour le CM 66, les critères de résistance sont exprimés, de façon systématique en faisant référence à la limite d'élasticité de l'acier, retenue comme seuil de ruine. Les vérifications



correspondantes s'effectuent sous les effets de combinaisons d'actions dans lesquelles les valeurs codifiées se trouvent amplifiées par des coefficients dits de pondération. Ces coefficients sont modulés en fonction du nombre d'actions envisagées et statiquement indépendantes.

Le tableau suivant résume le principe de formation de ces combinaisons.

Combinaisons normales	Une action variable Q	$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q$
	2 actions variables Q_1 et Q_2	$\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q_1 + Q_2)$
	Trois actions variables Q_1 et plus	$\frac{4}{3}G + \frac{4}{3}\Sigma Q$

Tableau 2: Combinaisons de charges du CM 66

Pour la vérification des déformations, les combinaisons sont formées en ramenant tous les coefficients de pondération à l'unité.

L'Eurocode 3 retient une justification de la sécurité fondée sur la notion d'états limites.

Dans ce cadre, les actions appliquées aux ouvrages sont classées en trois catégories :

- ✓ Les charges permanentes dont la présence est certaine et l'intensité prévisible avec une bonne précision
- ✓ Les charges variables dont l'occurrence est certaine mais l'intensité aléatoire, variable dans le temps et l'espace
- ✓ Les actions accidentelles dont à la fois la survenue et l'intensité sont aléatoires

Les effets des actions sont, de leur côté, déterminés pour des combinaisons faisant intervenir deux types de coefficients :

Des coefficients partiels de sécurité, au nombre de deux, amplifiant les actions comme les anciens coefficients de pondération :

- $\gamma_G = 1,35$ appliqué aux charges permanentes G
- $\gamma_Q = 1,5$ appliqué aux charges d'exploitation Q
- Des coefficients ψ au nombre de trois, permettent de moduler la valeur caractéristique de chaque action, faisant ainsi la distinction entre actions fréquentes et transitoires :



Action variable	ψ_0 rare	fréquente	ψ_2 quasi-permanente
Charge d'exploitation	0,67	0,75	0,65
Neige	0,67	$\frac{0,15}{0,3}$	0,1
Vent	0,67	0,2	0
Température	0,53	0,5	0

Tableau 3: Valeurs de coefficient ψ

Les actions accidentelles sont, sauf exception, prises directement à leur valeur caractéristique ou nominale, sans amplification par un coefficient partiel de sécurité.

La résistance est donc vérifiée vis-à-vis des combinaisons d'état limite ultime (ELU), dites fondamentales, correspondant à des situations de projet durables ou transitoires, formées sur le modèle ci-après :

$$\gamma_G G + \gamma_Q Q + \Sigma \gamma_Q \psi_i Q_i$$

Les critères d'état limite de service (ELS) doivent être respectés pour des combinaisons où les coefficients partiels de sécurité sont ramenés à l'unité. Trois types de combinaison sont à considérer :

Combinaison	Forme
Rare	$G + Q + \Sigma \psi_0 Q_i$
Fréquente	$G + \psi_1 Q + \Sigma \psi_2 Q_i$
Quasi-permanente	$G + \Sigma \psi_2 Q_i$

Tableau 4: Combinaison de charge selon l'eurocode 3 à l'ELS

Pour les structures de bâtiment, les combinaisons rares d'état limite de service peuvent être remplacées par deux combinaisons simplifiées :

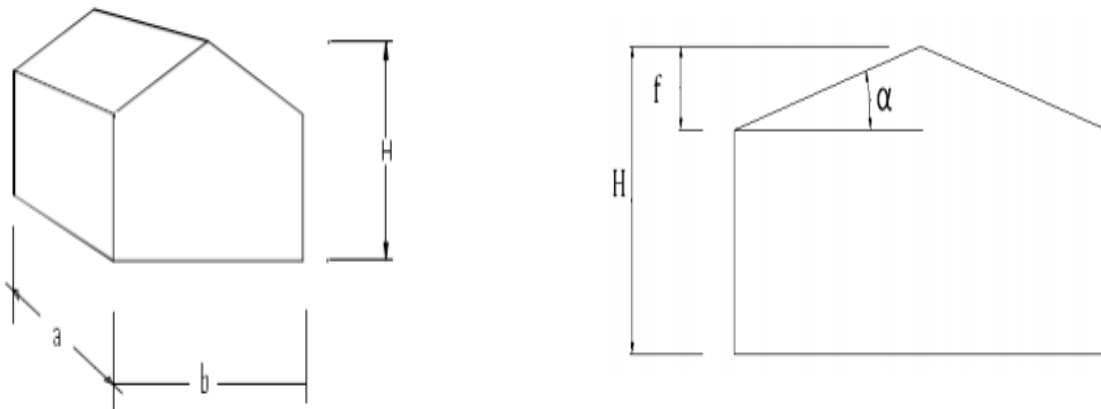
- Avec toutes les actions variables : $G + 0,9 \Sigma Q_i$
- Avec une seule action variable : $G + Q$



3 CALCUL DE VENT

3.1 DONNÉES DU PROJET :

- La hauteur du bâtiment : $H = 8,30$ m
- La dimension du hangar selon le long pan : $a = 80$ m
- La dimension selon le pignon : $b = 30$ m
- La flèche de la toiture : $f = 0,90$ m
- L'angle entre le plan de la toiture et le plan horizontal : $\alpha = 3,43^\circ$



3.2 PRESSION DYNAMIQUE DU VENT :

L'action du vent sur les constructions métalliques 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.

Elles dépendent 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 ;



Selon les règles NV65, la pression élémentaire s'exerçant sur l'une des faces est donnée par :

$$q = q_{10} \cdot K_m \cdot K_s \cdot K_h \cdot \delta \cdot (C_e - C_i) \cdot \beta$$

Les coefficients de la formule sont définis comme suit :

3.2.1 PRESSION DYNAMIQUE DE BASE Q10:

C'est la pression dynamique de base qui s'exerce à une hauteur de 10 m au-dessus du sol, pour un site normal sans effet de masque sur un élément dont la plus grande des dimensions est égale à 0,50 m.

Le hangar étudié est situé dans la zone d'Agadir classée dans la région I :

Région I	
Pression dynamique de base normale	Pression dynamique de base extrême
53,5daN/m ²	93,63daN/m ²

Tableau 5: Pression dynamique de base

3.2.2 EFFET DE MASQUE :

Il y a effet de masque lorsque la construction envisagée est masquée et protégée par d'autres constructions ayant une grande probabilité de durée.

Pour notre cas, le bâtiment est considéré comme isolé donc :

$$K_m = 1$$

3.2.3 EFFET DU SITE :

Pour tenir compte du site d'implantation de la construction, on multiplie la pression dynamique de base par un coefficient K_s , le tableau suivant indique les valeurs correspondantes pour chaque région et pour chaque site :

Région	Région I	Région II	Région III
Site protégé	0,8	0,8	0,8
Site normal	1	1	1
Site exposé	1,35	1,3	1,25

Tableau 6: Coefficient K_s

Dans notre cas, il s'agit d'un site exposé, donc :

$$K_s = 1,35$$

3.2.4 EFFET DE LA HAUTEUR :

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

$$K_h = 2,5 * \frac{H + 18}{H + 60}$$

Pour $H = 8,30\text{m}$, on trouve :

$$K_h = 0,962$$

3.2.5 EFFET DE DIMENSIONS :

Les pressions dynamiques s'exerçant sur les éléments constitutifs d'une construction doivent être affectées d'un coefficient de réduction δ fonction de la plus grande dimension (horizontale ou verticale) de la surface offerte au vent (maître ou couple) intéressant l'élément considéré et de la cote H du point le plus haut de cette surface.

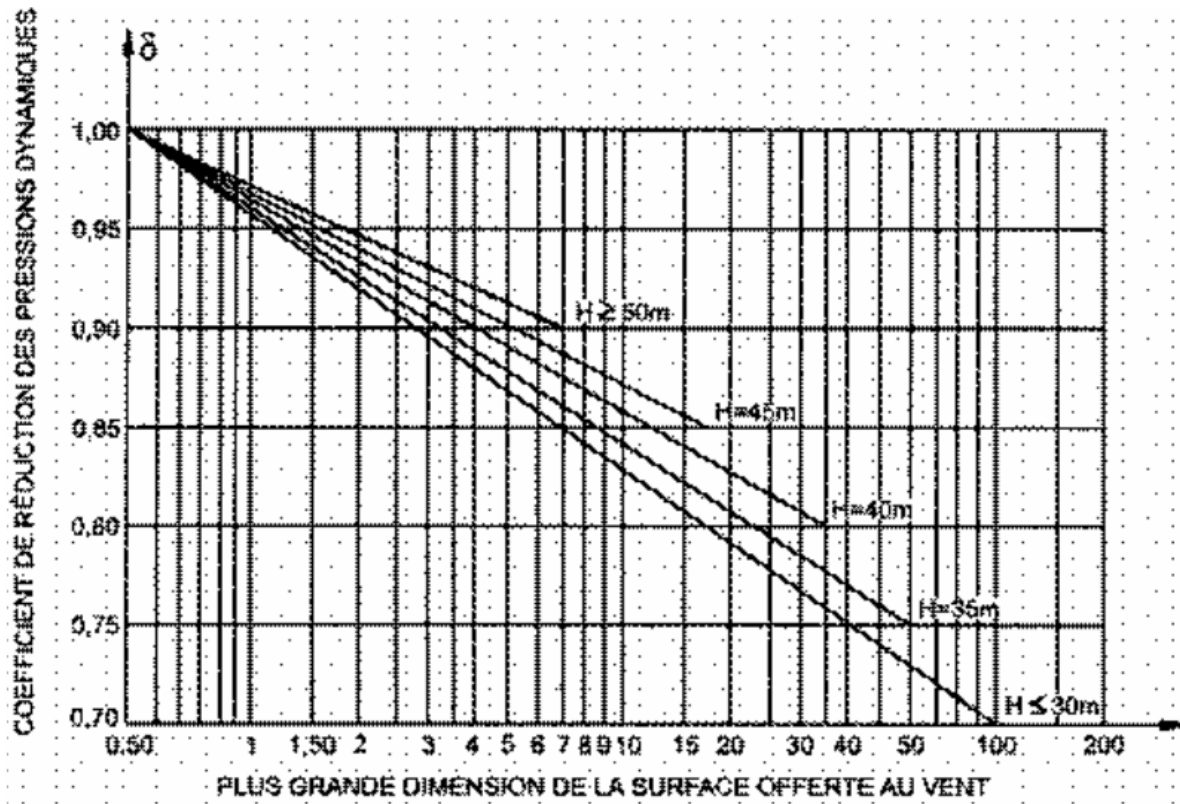


Figure 10: Coefficient de réduction δ en fonction de H

On a $H=8,30 \text{ m} < 30\text{m}$:

- Pour les pannes, la plus grande dimension est 8 m: $\delta_{\text{panne}}=0,842$
- Pour les poteaux la plus grande dimension est 8 m: $\delta_{\text{poteau}}=0,842$
- Pour les potelets la plus grande dimension est
 - 8,30 m: $\delta_{\text{potelet}}=0,840$
 - 7,85 m: $\delta_{\text{potelet}}=0,843$

On retient alors : $\delta_{\text{potelet}}=0,843$

3.2.6 MAJORATION DYNAMIQUE :

Pour tenir compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent, les pressions dynamiques normales servant au calcul de l'action d'ensemble sont multipliées à chaque niveau par un coefficient de majoration β , ce coefficient est donné par la formule :

$$\beta = \theta * (1 + \tau\xi)$$

- Coefficient de réponse ξ :

Donné en fonction de la période T :

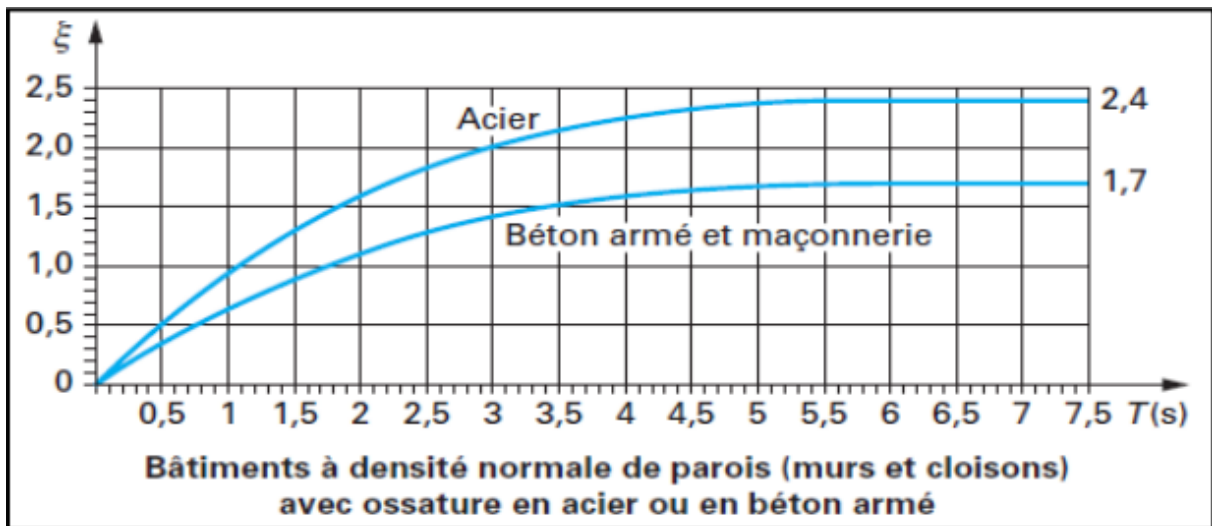


Figure 11: Coefficient de réponse ξ

-Vent perpendiculaire au pignon :

$$T = 0,1 \cdot \frac{H}{\sqrt{b}}$$



Avec $H=8,30$ m et $b=80$ m donc : $T=0,093 \Rightarrow \xi=0,1$

-Vent perpendiculaire au long pan:

$$T = 0,1 \cdot \frac{H}{\sqrt{a}}$$

Avec $H=8,30$ m et $a=30$ m donc : $T=0,151 \Rightarrow \xi=0,25$

➤ Coefficient de pulsation τ :

Il dépend de la hauteur H au-dessous du sol de l'élément calculé :

Pour $H=8,30$ m : $\tau=0,36$

➤ Coefficient θ :

Le coefficient θ dépend du type de la construction, dans notre cas il s'agit d'une construction prismatique à base polygonale régulière donc : $\theta=1$

D'où :

-Vent perpendiculaire au pignon :

$$\beta = 1,036$$

-Vent perpendiculaire au long pan :

$$\beta = 1,090$$

3.2.7 RAPPORT DES DIMENSIONS λ ET LE COEFFICIENT γ_0 :

➤ Rapport des dimensions 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 :

$$\lambda_a = \frac{h}{a} \quad \text{et} \quad \lambda_b = \frac{h}{b}$$

-Vent perpendiculaire au pignon :

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{8,30}{30} = 0,276$$

-Vent perpendiculaire au long pan :

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{8,30}{80} = 0,104$$

➤ Coefficient γ_0 :

La valeur du coefficient γ_0 est donnée par l'abaque suivant, Norme NV65, en fonction du rapport des dimensions :

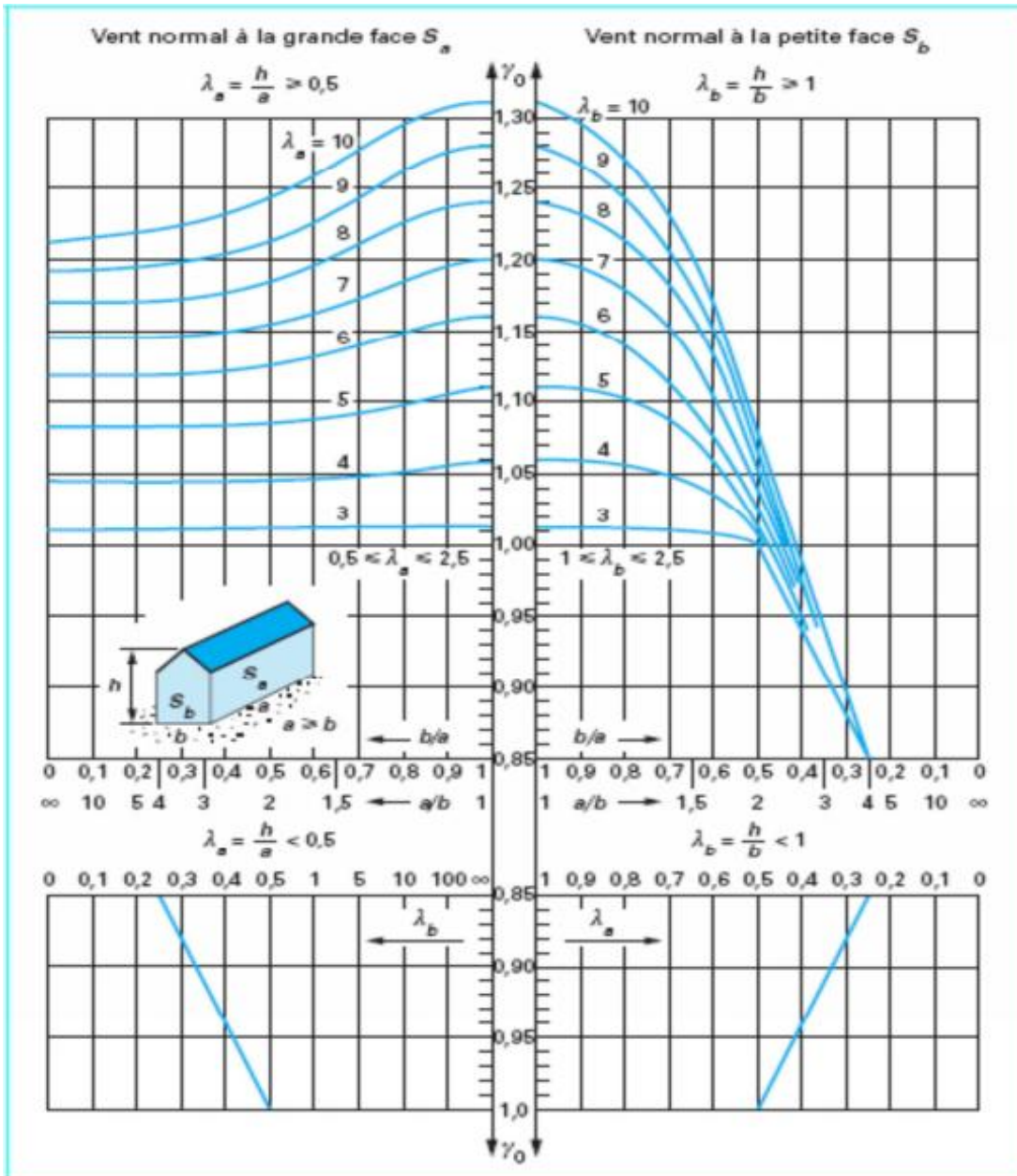


Figure 12: Coefficient γ_0

-Vent perpendiculaire à la petite surface S_b :

On a : $\lambda_b = 0,276 < 1$ donc γ_0 est donné par le quadrant inférieur droit en fonction de λ_a

On a $\lambda_a = 0,104$ alors $\gamma_0 = 0,85$



-Vent perpendiculaire à la grande surface S_a :

On a : $\lambda_a = 0,104 < 0,5$ donc γ_0 est donné par le quadrant inférieur gauche en fonction de λ_b .

On a $\lambda_b = 0,276$ alors $\gamma_0 = 0,86$

3.2.8 CALCUL DE PERMÉABILITÉ DES PAROIS :

La perméabilité μ est égale au rapport de la surface totale des ouvertures à celle de la construction. On ne dispose pas d'ouvertures importantes et la nature de l'activité nous induit à considérer le local comme fermé, c'est-à-dire ayant une perméabilité inférieure à 5%.

3.2.9 ACTIONS EXTÉRIEURES :(ARTICLE 2,131 NV65)

➤ Parois verticales : vent normal :

- Face au vent : $C_e = +0,8$ (quel que soit γ_0)
- Face sous le vent : $C_e = -(1,3\gamma_0 - 0,8)$

– Vent perpendiculaire au pignon : $\gamma_0 = 0,85$

Donc : $C_e = -(1,3 * 0,85 - 0,8)$ soit $C_e = -0,305$

– Vent perpendiculaire au long pan : $\gamma_0 = 0,86$

Donc : $C_e = -(1,3 * 0,86 - 0,8)$ soit $C_e = -0,318$

➤ Parois inclinées (versants de la toiture) vent normal :

- Vent normal aux génératrices (ou normal au long pan) :

Dans notre cas $f \leq \frac{h}{2}$, donc la valeur de C_e est donnée par le diagramme ci-après (Norme NV 65) en fonction de l'angle α d'inclinaison des versants de la toiture par rapport à l'horizontale :

On a $\alpha = 3,43$:

-Versant face au vent : $C_e = -0,3$

-Versant sous le vent : $C_e = -0,28$

- Vent parallèle aux génératrices (ou normal au pignon) :

La valeur de C_e est donnée par le même diagramme pour une inclinaison nulle $\alpha = 0$.

On a donc $C_e = -0,28$

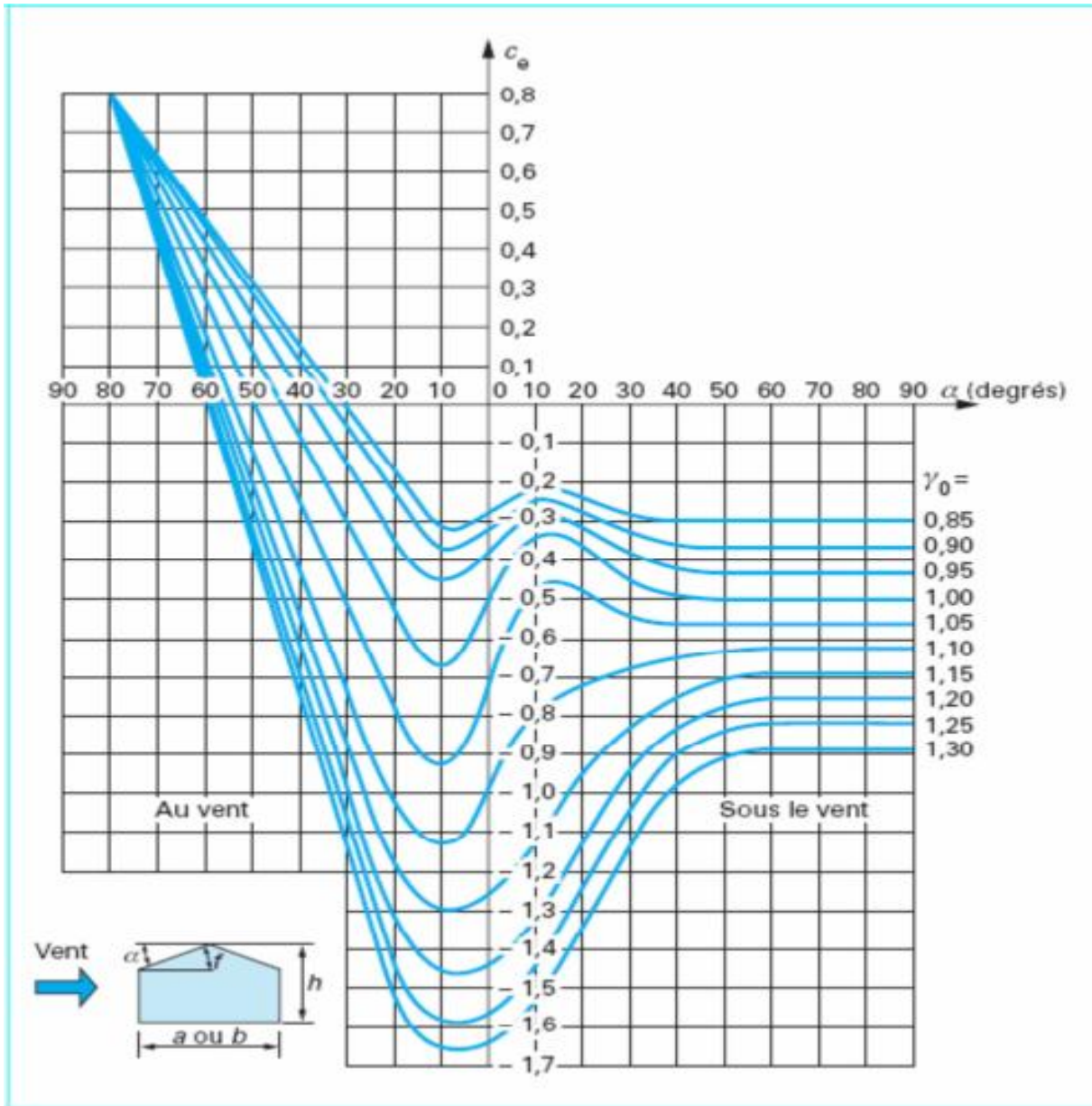


Figure 13: Abaque donnant C_e en fonction de α



On récapitule ces résultats dans le tableau suivant :

Cas du vent		C _e Faces	C _e toiture
Vent normal au pignon	Face au vent	0,8	-0,28
	Face sous le vent	0,8	-0,28
Vent normal au long pan	Face au vent	0,8	-0,3
	Face sous le vent	0,8	-0,28

Tableau 7: Tableau récapitulatif de C_e

3.2.10 ACTIONS INTÉRIEURES :(2.141 ; NV65)

Les coefficients C_i s'exercent de façon homogène sur toutes les surfaces de l'intérieur du hangar, ils dépendent de la perméabilité μ de la construction.

Si les parois ont une perméabilité $\mu \leq 5\%$, on applique simultanément sur les faces intérieures de tous les compartiments :

- Soit une surpression avec : $C_i = 0,6 \cdot (1,8 - 1,3 \gamma_0)$
- Soit une dépression avec : $C_i = -0,6 \cdot (1,3 \gamma_0 - 0,8)$

Le hangar étant considéré fermé, $\mu \leq 5\%$ donc :

- Vent perpendiculaire au pignon : $\gamma_0 = 0,85$
 - Une surpression : $C_i = 0,6 \cdot (1,8 - 1,3 \cdot 0,85)$ d'où **C_i = 0,417**
 - Une dépression: $C_i = -0,6 \cdot (1,3 \cdot 0,85 - 0,8)$ d'où **C_i = -0,183**
- Vent perpendiculaire au long pan : $\gamma_0 = 0,86$
 - Une surpression : $C_i = 0,6 \cdot (1,8 - 1,3 \cdot 0,86)$ d'où **C_i = 0,409**
 - Une dépression: $C_i = -0,6 \cdot (1,3 \cdot 0,86 - 0,8)$ d'où **C_i = -0,191**

Remarque :

Lorsque la valeur de C_i est comprise entre -0,2 et 0, on prend -0,2, et lorsqu'elle est comprise entre 0 et +0,15 on prend +0,15.

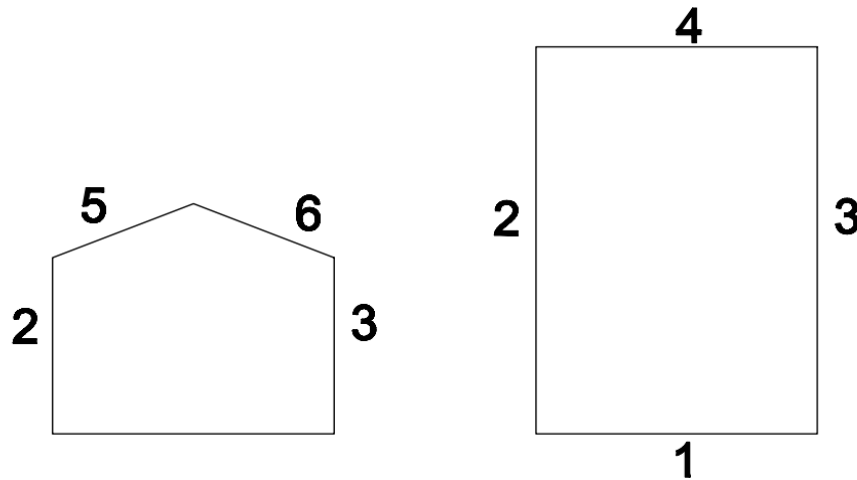
Le tableau suivant récapitule les résultats obtenus :

	Vent normal au long pan	Vent normal au pignon
Surpression	0,409	0,417
Dépression	-0,200	-0,200

Tableau 8: Tableau récapitulatif des valeurs de C_i

3.2.11 ACTIONS RÉSUULTANTES (2.15 ; NV65) :

D'après la règle 2,153 de la norme NV 65, lorsque les actions résultantes sont comprises entre -0,30 et 0, on prend -0,30, et lorsqu'elles sont comprises entre 0 et +0,30, on prend +0,30.



Le tableau suivant résume les différentes valeurs trouvées des actions résultantes:

	Face	$C_e - C_i$ (Surpression)	$C_e - C_i$ (Dépression)
Vent perpendiculaire au long pan	1	-0,727	-0,118
	2	0,391	1,000
	3	-0,727	-0,118
	4	-0,727	-0,118
	5	-0,709	-0,100
	6	-0,689	-0,080
Vent perpendiculaire au pignon	1	0,383	1,000
	2	-0,722	-0,105
	3	-0,722	-0,105
	4	-0,722	-0,122
	5	-0,697	-0,080
	6	-0,697	-0,080

Tableau 9: Tableau donnant les actions résultantes $C_e - C_i$

3.3 CALCUL DE LA PRESSION NORMALE DU VENT :

Enfin on trouve :



- Vent normal au long pan : $q = 54,187(C_e - C_i)$
- Vent normal au pignon : $q = 55,464(C_e - C_i)$

Les valeurs de la pression normale du vent sur les différentes faces de la structure sont données dans le tableau suivant:

	Face	$C_e - C_i$	Surpression	$C_e - C_i$	Dépression
V+LP	1	-0,727	-39,405	-0,300	-16,256
	2	0,391	21,176	1,000	54,187
	3	-0,727	-39,405	-0,300	-16,256
	4	-0,727	-39,405	-0,300	-16,256
	5	-0,709	-38,429	-0,300	-16,256
	6	-0,689	-37,346	-0,300	-16,256
V+PG	1	0,383	21,243	1,000	54,187
	2	-0,722	-40,045	-0,300	-16,256
	3	-0,722	-40,045	-0,300	-16,256
	4	-0,722	-40,045	-0,300	-16,256
	5	-0,697	-38,659	-0,300	-16,256
	6	-0,697	-38,659	-0,300	-16,256

Tableau 10: Tableau donnant la pression normale du vent



4 VARIANTE I : PORTIQUE À ÂME PLEINE



4.1 CALCUL DES PANNES:

Les pannes sont destinées à supporter la couverture et à transmettre aux cadres les charges agissant sur la toiture. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faîtage. Elles sont en général disposées à entraxes constants. Dans notre projet nous avons choisi un entraxe de 1,50m.

4.1.1 PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT :

Les pannes fonctionnent en flexion déviée car elles sont posées inclinées d'un angle α , qui est égale 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 f parallèle à l'âme de la panne et une autre composante t parallèle aux semelles.
- Une charge oblique : due au vent (pression ou succion) et parallèle à l'âme de la panne.

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.

4.1.2 ÉVALUATION DES CHARGES :

4.1.2.1 CHARGES PERMANENTES :

Elles comprennent le poids propre : de la couverture, de l'isolant et de l'étanchéité.

Dans notre cas, on a :

- Bac acier : 8 daN/m^2
- Isolant : 9 daN/m^2
- Etanchéité : 7 daN/m^2
- Charges suspendues : 5 daN/m^2

Ainsi que le poids propre des pannes estimé à 6 daN/m^2 .



D'où $G = 35 \text{ daN/m}^2 \Rightarrow G = 52,5 \text{ daN/ml}$

4.1.2.2 SURCHARGE :

4.1.2.2.1 Les surcharges d'exploitation :

- Poussières : $Q = 20 \text{ daN/m}^2 \Rightarrow Q = 30 \text{ daN/ml}$
- Surcharges d'entretien : on considère une charge d'entretien qui est égale aux poids d'un ouvrier et son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100Kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne. La charge uniformément répartie due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux dus à cette charge et aux charges ponctuelles.

$$\text{On a alors : } \frac{ql^2}{8} = \frac{Pl}{3}$$

$$P = 100 \text{ Kg et } l = 8 \text{ m donc } q = \frac{100 \times 8}{3 \times 8} = 33,33 \text{ daN/ml}$$

4.1.2.2.2 Les surcharges climatiques :

On tient compte de l'effet du vent sur la structure. La pression du vent normal la plus défavorable est : $V = - 38,66 \text{ daN/m}^2$

4.1.3 DIMENSIONNEMENT DES PANNES AVEC LE RÈGLEMENT CM66 :

4.1.3.1 CALCUL DES SOLLICITATIONS :

Selon les règles CM66, les combinaisons de dimensionnement sont :

- ✓ Combinaison d'état limite ultime :
 - $1,33G + 1,5Q$
 - $1,33G + 1,42(Q + V)$
 - $G + 1,75V$
 - $1,33G + 1,5V$
- ✓ Combinaison d'état limite de service :
 - $G + Q$
 - $G + V$

- $G + Q + V$

- G : Charge permanente.
- Q : Surcharges d'exploitation (surcharges de la poussière ou surcharges de l'entretien).
- V : charge du vent.

Dans notre cas, le cas le plus défavorable est la première combinaison : $1,33G + 1,5q$

Où $G = 52,5$ daN/ml et $q = 33,33$ daN/ml, et on a :

$$1,33G + 1,5q = 119,82 \text{ daN/ml}$$

La charge linéique maximale sur les pannes, compte tenu de la continuité des bacs acier de la couverture, est :

$$n = 1,25 \times 119,82 = 149,77 \text{ daN/ml}$$

La décomposition de n selon les deux axes yy' et zz' conduit à :

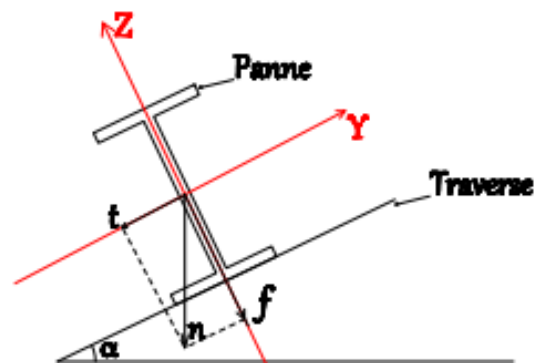


Figure 14: Schéma représentant une panne

- $f = n \cdot \cos\alpha = 149,50$ daN/ml
- $t = n \cdot \sin\alpha = 8,97$ daN/ml

4.1.3.2 VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE :

4.1.3.2.1 Calcul des moments :

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



$$\begin{cases} M_y = \frac{f * l^2}{8} \\ M_z = \frac{t * l^2}{8} \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} M_y = \frac{149,77 * 8^2}{8} = 1198,16 \text{ daN.m} \\ M_z = \frac{8,97 * 8^2}{8} = 71,76 \text{ daN.m} \end{cases}$$

4.1.3.2.2 Calcul des contraintes :

Après avoir calculé les moments de flexion, on obtient les contraintes de flexion σ_y et σ_z selon les formules :

$$\sigma_y = \frac{M_y}{\left(\frac{I}{V}\right)_y}$$
$$\sigma_z = \frac{M_z}{\left(\frac{I}{V}\right)_z}$$

Et on doit vérifier que : $\sigma = \sigma_y + \sigma_z \leq \sigma_e$

On choisit d'abord un profilé IPE 160. Le tableau suivant indique ses caractéristiques:

Profilé IPE 160	
$(I/V)_y$	109
$(I/V)_z$	16,7
I_y	869
I_z	68,3
pp (Kg/ml)	15,8
A (mm ²)	20 100
i_y	6,58
i_z	1,84
J	3,53

Tableau 11: Caractéristique du profilé IPE 160



Pour ce profilé, on trouve :

$$\sigma_y = \frac{1198,16}{109} = 11 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_z = \frac{71,76}{16,7} = 4,30 \text{ daN/mm}^2$$

$$\text{Alors :} \quad \sigma = \sigma_y + \sigma_z = 15,30 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$$

Le profilé IPE 160 vérifie le critère de la résistance.

4.1.3.3 VÉRIFICATION DE LA FLÈCHE :

D'après les règles CM 66, les pannes doivent présenter une flèche inférieure à $\frac{1}{200}$ de leur portée, sous l'application des charges maximales non pondérées.

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

$$G + q = 85,83 \text{ daN/ml}$$

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

- $f = (q + G) \times 1,25 \times \cos\alpha = 107,09 \text{ daN/ml}$
- $t = (q + G) \times 1,25 \times \sin\alpha = 6,42 \text{ daN/ml}$

Il s'agit de vérifier que :

$$f_y \leq \frac{l_y}{200} = 4 \text{ cm} \quad \text{et} \quad f_z \leq \frac{l_z}{200} = 4 \text{ cm}$$

On a:

$$f_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{t \cdot l^4}{E \cdot I_z} = \frac{5}{384} \cdot \frac{6,42 \times 10^{-2} \times 800^4}{2,1 \times 10^6 \times 68,3} = 2,38 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{f \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{107,09 \times 10^{-2} \times 800^4}{2,1 \times 10^6 \times 869} = 3,13 \text{ cm}$$

Donc la flèche est bien vérifiée.

4.1.3.4 VÉRIFICATION AU CISAILLEMENT :

Selon l'article 1,313 des règles CM66, la vérification vis-à-vis du cisaillement se traduit par :

$$1,54 \tau \leq \sigma_e$$

L'effort tranchant maximum est localisé au niveau des appuis et est égale à :

$$V = \frac{fl}{2} = \frac{149,77 \times 8}{2} = 599,08 \text{ daN}$$



La contrainte de cisaillement maximale est donnée par :

$$\tau = \frac{V}{A_{ame}} = \frac{599,08}{726} = 0,825 \text{ daN/mm}^2$$

Donc :

$$1,54 \tau = 1,54 \times 0,825 = 1,27 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e$$

La résistance au cisaillement est bien vérifiée.

4.1.3.5 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+1,75 V**

Les vérifications réglementaires du 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 :

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

4.1.3.5.1 Calcul des coefficients D, C et B :

➤ Le coefficient D:

Il est donné en fonction des dimensions de la pièce selon la règle 3,641 :

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \times \frac{J l^2}{I_z h^2}}$$

Avec :

- J : le moment d'inertie de torsion, pour IPE 160 $J=3,53 \text{ cm}^4$
- L : la longueur de la panne, dans notre cas $l=800 \text{ cm}$
- h : la hauteur du profilé
- I_z : le moment d'inertie minimal, pour IPE 160 $I_z=68,3 \text{ cm}^4$

Donc :

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \times \frac{3,53}{68,3} \times \frac{8^2}{0,16^2}} = 4,599$$

➤ Le coefficient C :

Le coefficient C est donné par la règle 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 :

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

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

$$\beta = 1$$

Alors :

$$B = \sqrt{1 + \left(0,405 \times \frac{1 \times 1,132}{4,599}\right)^2} - 0,405 \times \frac{1 \times 1,132}{4,599} = 0,905$$

4.1.3.5.2 La contrainte de non déversement:

$$\sigma_d = 40\,000 \frac{68,3}{869} \times \frac{0,16^2}{8^2} (4,599 - 1) \times 0,905 \times 1,132 = 4,636 \text{ daN/mm}^2$$

$$\text{On a : } \sigma_d \leq \sigma_e$$

Il y a risque de déversement, alors on détermine :

4.1.3.5.3 L'élancement λ_o :

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

⇒

$$\lambda_o = \frac{8}{0,16} \sqrt{\frac{4}{0,905 \times 1,132} \times \frac{869}{68,3} \left(1 - \frac{4,636}{24}\right)} = 316,55$$



4.1.3.5.4 La contrainte d'Euler σ_k :

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda_0^2}$$

⇒

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 \times 21\,000}{316,55^2} = 2,068 \text{ daN/mm}^2$$

4.1.3.5.5 Le coefficient de flambement K_0 :

$$K_0 = \left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right) + \sqrt{\left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right)^2 - \frac{\sigma_e}{\sigma_k}} = 15,33$$

4.1.3.5.6 Le coefficient de déversement K_d :

$$K_d = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (K_0 - 1)} = 4,068$$

4.1.3.5.7 Calcul de σ_{fz} et σ_{fy} :

On doit d'abord calculer les moments maximaux :

$$M_y = \frac{q_z l^2}{8} = 69,77 \times \frac{8^2}{8} = 556,16 \text{ daN.m}$$

$$M_z = \frac{q_y l^2}{8} = 3,93 \times \frac{8^2}{8} = 31,44 \text{ daN.m}$$

Où :

$$q_z = 1,25 \times 1,5 \times (G \cdot \cos(\alpha) + 1,75V) = 69,77 \text{ daN/m}$$

Et

$$q_y = 1,25 \times 1,5 \times G \cdot \sin(\alpha) = 3,93 \text{ daN/m}$$

Donc :

$$\sigma_{fy} = \frac{M_y}{\left(\frac{I}{V}\right)_y} = \frac{556,16}{109} = 5,10 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_{fz} = \frac{M_z}{\left(\frac{I}{V}\right)_z} = \frac{31,44}{16,7} = 1,88 \text{ daN/mm}^2$$

Il faut vérifier :

$$K_d \cdot \sigma_{fy} + \sigma_{fz} \leq \sigma_e$$



Soit :

$$K_d \cdot \sigma_{fy} + \sigma_{fz} = 4,068 * 5,10 + 1,88 = 22,63 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$$

Ce qui est bien vérifié.

4.1.4 DIMENSIONNEMENT DES PANNES AVEC L'EUROCODE 3 :

4.1.4.1 CALCUL DES SOLLICITATIONS :

Selon l'Eurocode, les combinaisons de charges à considérer en ELU sont :

- $1,35 * G + 1,5W$
 - $1,35 * G + 1,5 * 0,7 * Q + 1,5W$
 - $G + 1,5 * W$
 - $G + 1,5 * 0,7 * Q + 1,5 * W$

 - $G + 0,2 * W + 1,5 * 0,6 * Q$
 - $G + 1,5 * 0,6 * Q$
 - $G + 0,2 * W$
 - G

 - $1,35 * G + 1,5 * 0,7 * Q + 1,5 * 0,6 * W$
 - $1,35 * G + 1,5 * 0,6 * Q$
 - $G + 1,5 * 0,6 * W + 1,5 * 0,7 * Q$
 - $G + 1,5 * 0,6 * W$
- ✓ G : Charge permanente.
- ✓ Q : Surcharge d'exploitation (surcharge de la poussière ou la surcharge d'entretien)
- ✓ W : Charge de vent.

Dans notre cas, La combinaison la plus défavorable est : $1,35 \times G + 1,5 \times 0,6 \times Q$

Où : $G = 52,5 \text{ daN/ml}$ et $Q = 33,33 \text{ daN/ml}$

Ce qui donne : $1,35 \times G + 1,5 \times 0,6 \times Q = 100,87 \text{ daN/ml}$



La charge linéique maximale sur les pannes, compte tenu de la continuité des bacs acier de la couverture, est :

$$n = 1,25 \times 100,87 = 126,09 \text{ daN/ml}$$

- $f = n \cdot \cos\alpha = 125,86 \text{ daN/ml}$
- $t = n \cdot \sin\alpha = 7,55 \text{ daN/ml}$

4.1.4.2 VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE :

i. Calcul des moments :

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

$$\begin{cases} M_y = \frac{f \cdot l^2}{8} \\ M_z = \frac{t \cdot l^2}{8} \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} M_y = \frac{125,86 \times 8^2}{8} = 1\,006,88 \text{ daN.m} \\ M_z = \frac{7,55 \times 8^2}{8} = 60,4 \text{ daN.m} \end{cases}$$

Et on doit vérifier que :

$$\left(\frac{M_y}{M_{ply}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{plz}}\right)^\beta < 1$$

Nous avons choisi un profilé IPE 160.

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

Les moments plastiques :

Les moments plastiques suivant chaque axe sont :

- $W_{ply} = 118,95 \text{ cm}^3$
- $M_{ply} = 118,95 \times \frac{24}{1,1} = 2595,27 \text{ daN.m}$
- $W_{plz} = 25,78 \text{ cm}^3$
- $M_{plz} = 25,78 \times \frac{24}{1,1} = 562,47 \text{ daN.m}$

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



$$\left(\frac{M_y}{M_{ply}}\right)^2 + \frac{M_z}{M_{plz}} = 0,258 < 1$$

4.1.4.3 VÉRIFICATION DE LA FLÈCHE :

La vérification de la flèche se fait selon la même formule que pour le règlement CM 66 :

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

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

$$G + Q = 85,83 \text{ daN/ml}$$

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

- $f = (Q + G) \times 1,25 \times \cos\alpha = 107,09 \text{ daN/ml}$
- $t = (Q + G) \times 1,25 \times \sin\alpha = 6,42 \text{ daN/ml}$

Il s'agit de vérifier que :

$$f_y \leq \frac{l_y}{200} = 4 \text{ cm} \quad \text{et} \quad f_z \leq \frac{l_z}{200} = 4 \text{ cm}$$

On a:

$$f_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{t \cdot l^4}{E \cdot I_z} = \frac{5}{384} \cdot \frac{6,42 \times 10^{-2} \times 800^4}{2,1 \times 10^6 \times 68,3} = 2,38 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{f \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{107,09 \times 10^{-2} \times 800^4}{2,1 \times 10^6 \times 869} = 3,13 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

4.1.4.4 VÉRIFICATION AU CISAILEMENT :

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

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

$$V_z < V_{pl,z}$$

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

Avec :

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

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



A_v : Aire de cisaillement.

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

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

Pour IPE 160 :

$$A_{vy} = 12,13 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_{vz} = 9,66 \text{ cm}^2$$

Donc : $V_{pl,y} = 15\,279,83 \text{ daN}$ et $V_{pl,z} = 12\,168,44 \text{ daN}$

Et :

$$\begin{cases} V_y = \frac{t \times l}{2} = 30,20 \text{ daN} \\ V_z = \frac{f \times l}{2} = 503,44 \text{ daN} \end{cases}$$

D'où, les conditions sont largement vérifiées.

De plus nous avons $\frac{d}{t_w} = 30,94 < 72e$ Donc on peut ne pas vérifier le voilement sous cisaillement.

4.1.4.5 VÉRIFICATION DU DÉVERSEMENT :

Les pannes sont soumises à la flexion déviée.

Donc on doit vérifier :

$$M_f \leq M_{b,Rd}$$

On a

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

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

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \quad \text{Et} \quad \lambda_{LT} = \frac{L}{i_z \cdot \sqrt{C_1} \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{L \cdot t_f}{i_z \cdot h}\right)^2\right)}}$$

On a un profilé IPE 160 de classe 1 donc $\beta_w = 1$

On a une poutre à section transversale constante et doublement symétrique et chargée au niveau de son centre de gravité, donc :

$$\lambda_{LT} = 190,40 \quad , \quad \lambda_1 = 93,9\varepsilon = 93,9 \quad \text{Et} \quad \bar{\lambda}_{LT} = 2,027$$

$$\text{Donc :} \quad \Phi_{LT} = 2,74 \quad \text{Et} \quad \chi_{LT} = 0,217$$

D'où :

$$M_f = 47,6 \text{ daN.m} \leq M_{b,Rd} = 123,57 \text{ daN.m}$$

Vérfifié.

4.2 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.

4.2.1 DIMENSIONNEMENT DES LIERNES:

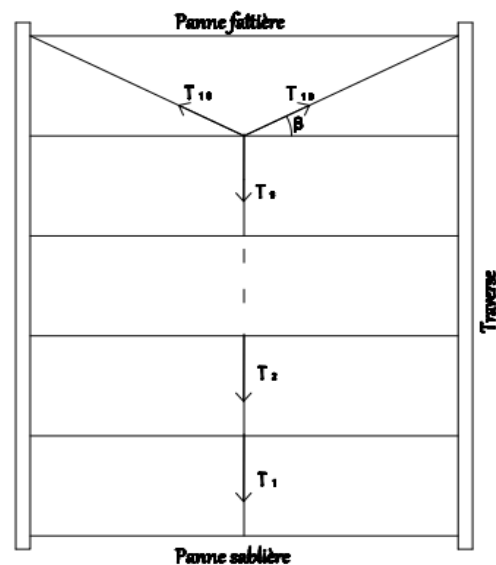
L'effort de traction dans le 1^{er} tronçon de la lierne provenant de la panne sablière est:

$$T_1 = 1,25 \times \frac{t}{2} \times \frac{l}{2} = 1,25 \times \frac{8,59}{2} \times \frac{8}{2} = 21,47 \text{ daN}$$

L'effort de traction dans le tronçon n de la lierne est donné par la formule:

$$T_n = 1,25 \times \frac{t}{2} \times \frac{l}{2} + T_{n-1}$$

Figure 15: Schéma montrant le cheminement des efforts pour lierne





Le tableau suivant indique les efforts traction dans les 9 tronçons de la lierne :

Tronçon	Effort de Traction (daN)
Tronçon 1	21,47
Tronçon 2	64,42
Tronçon 3	107,37
Tronçon 4	150,32
Tronçon 5	193,27
Tronçon 6	236,22
Tronçon 7	279,17
Tronçon 8	322,12
Tronçon 9	365,07

Tableau 12: Effort de traction dans chaque tronçon de la lierne

L'effort de traction dans la bretelle est donné, d'après la figure ci-dessus, par la formule :

$$T_{10} = \frac{T_9}{2\sin(\beta)} = \frac{365,07}{2\sin\left(\arctan\left(\frac{1,5}{4}\right)\right)} = 519,86 \text{ daN}$$

Le système de lierne doit ainsi avoir un diamètre ϕ tel que :

$$T_{max} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \sigma_e$$

Soit :

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 519,86}{24\pi}} = 5,25 \text{ mm}$$

On adopte des barres rondes de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$

4.3 CALCUL DE L'ÉCHANTIGNOLLE :

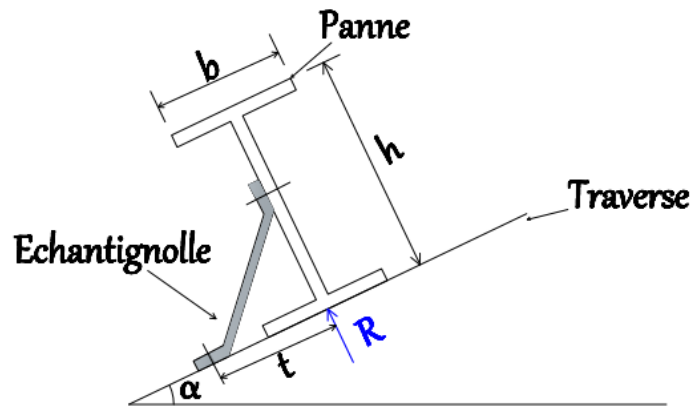


Figure 16: Echantignole

- ✓ Excentrement : *L'excentrement t est limité par la condition :*

$$2 \times \frac{b}{2} \leq t \leq 3 \times \frac{b}{2}$$

Pour un IPE 160, on a $b=82$ mm : $8,2 \text{ cm} \leq t \leq 12,3 \text{ cm}$

Donc on prend :

$$t = 12 \text{ cm}$$

- ✓ Pression de soulèvement : *La pression de soulèvement reprise par l'échantignolle est :*

$$q = G + 1,75V = 37,21 \text{ daN/m}^2$$

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

$$R = \text{entreaxe} \times \frac{ql}{2}$$

Soit :

$$R = 1,5 \times \frac{37,21 \times 8}{2} = 223,26 \text{ daN}$$

- ✓ Moment de renversement : *Le moment de renversement est donné par :*

$$M_r = R \cdot t$$

Soit :

$$M_r = 223,26 \times 0,12 = 26,79 \text{ daN.m}$$



Pour dimensionner l'échantignolle, il faut vérifier :

$$\sigma = \frac{M_r}{W_{éch}} = \frac{M_r}{\frac{a \times e^2}{6}} \leq \sigma_e$$

On choisit une largeur de : $a=19 \text{ cm}$ (traverse IPE 450)

Donc :

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times M_r}{a \times \sigma_e}} = 5,94 \text{ mm}$$

On prend : $e = 10 \text{ mm}$

4.4 DIMENSIONNEMENT DES POTELETS :

Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction.

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

4.4.1 PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT :

Le Potelet travaille à la flexion sous l'action de l'effort du vent et à la compression sous l'effet de son poids propre, de ce fait fonctionne à la flexion composée.

Pour les éléments comprimés et fléchis, très élancés, on les dimensionne souvent sous la condition de la flèche.

4.4.1.1 EVALUATION DES CHARGES :

i. Charge permanente:

- Le poids propre du potelet : A déterminer.

ii. Surcharges climatiques:

$$P = W * S = 1,75 * 54,187 * \frac{15}{2} * \frac{8,3}{2} = 2951,50 \text{ daN}$$

4.4.2 VÉRIFICATION DE LA FLÈCHE:

La vérification de la flèche se fait sous le vent normal (non pondéré).

$$V_n = 54,187 * 7,5 = 406,40 \text{ daN/ml}$$

Donc :



$$f_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{V_n \cdot L^4}{E \cdot I_Y} \leq \frac{L}{200}$$

L=8,3m longueur du potelet le plus chargé (potelet du milieu).

Donc :

$$I_Y \geq 1\,881 \text{ cm}^4$$

Soit un profilé IPE 200.

4.4.3 VÉRIFICATION DES CONTRAINTES :

4.4.3.1 SELON LE RÈGLEMENT CM66 :

La vérification des contraintes se fait par la formule empirique suivante :

$$\frac{9}{8} (k * \sigma + \sigma_y) < 24 \text{ kg/mm}^2$$

❖ Contrainte de flexion due au vent:

$$M_y = \frac{406,40 * 8,3^2}{8} = 3\,499,61 \text{ daN.m}$$

$$\sigma_y = \frac{3\,499,61}{194} = 18,04 \text{ daN/mm}^2$$

4.4.3.1.1 Contrainte de compression :

On a :

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

Le poids propre du potelet : $22,4 * 8,3 = 185,92 \text{ daN}$

Ainsi :

$$\sigma = \frac{185,92}{2850} = 0,06 \text{ daN/mm}^2$$

4.4.3.1.2 Coefficient de flambement :

Les élancements :

✓ Suivant z : $\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{2,76}{2,24 * 10^{-2}} = 123,21$. (Présence de deux chainages)

✓ Suivant y : $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{8,3}{8,26 * 10^{-2}} = 100,48$

✓ $\lambda_{\max} = \lambda_z$



Le coefficient de flambement K est donné par le tableau en annexe 13,411 de la norme

CM66 en fonction de l'élanement : $\lambda_{max} = \lambda_z = 123,21$.

Le tableau donne : $K = 2,62$.

Vérification :

$$\frac{9}{8}(k * \sigma + \sigma_y) = 20,48 \text{ kg/mm}^2 < 24 \text{ kg/mm}^2$$

La condition de résistance est bien ériifiée.

4.4.3.2 SELON L'EUROCODE:

On doit vérifier :

$$\chi \frac{N}{\gamma_{M1}} + \frac{k_y M_y}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

Avec :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \quad \text{Et} \quad \mu_y = \lambda_y (2\beta_{M,y} - 4) + \frac{(W_{pl,y} - W_{el,y})}{W_{pl,y}}$$

Après calcul :

$$\beta_{M,y} = 1,3 \quad \text{ET} \quad \begin{cases} \chi_y = 0,489 \\ \chi_y = 0,205 \end{cases}$$

D'où :

$$k_y = 1,28$$

On trouve finalement :

$$\chi \frac{N}{\gamma_{M1}} + \frac{k_y M_y}{\gamma_{M1}} = 0,787 \leq 1$$

La condition est vérifiée.

4.1 DIMENSIONNEMENT DU CONTREVENTEMENT :

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts du vent et celle du séisme dans la structure et les descendre au sol. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutres au vent), et en façade (palées de stabilité), et doivent reprendre les efforts du vent appliqués tant sur les pignons que sur les longpans.

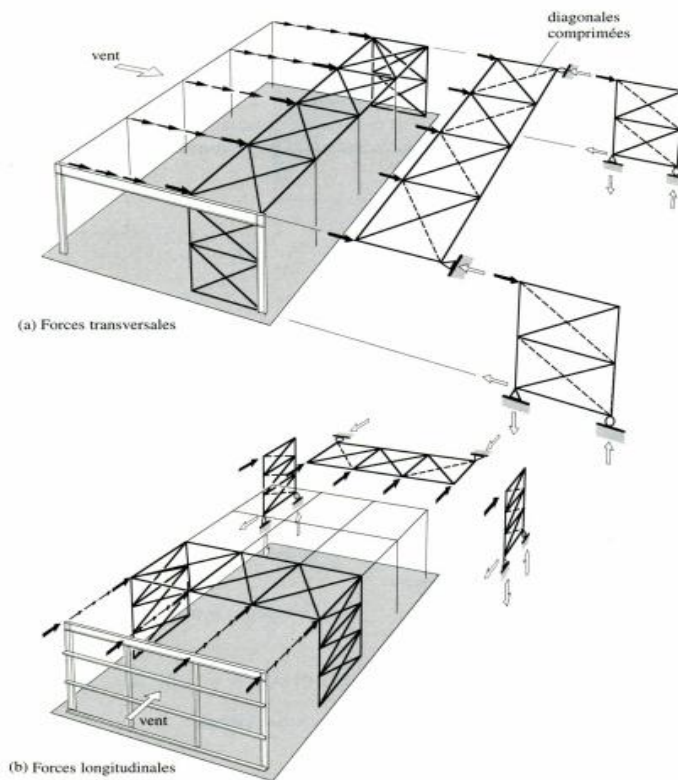


Figure 17: Dispositions possibles pour le système transversal de contreventement

4.1.1 TRANSMISSION DES EFFORTS SUR LE PIGNON :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement de la maçonnerie aux potelets, puis à la traverse du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

4.1.2 DIMENSIONNEMENT DU CONTREVENTEMENT :

L'effort résultant en tête de poteau est transmis dans le portique, rigide et dimensionné à cet effet, et aucun dispositif particulier n'est à prévoir.

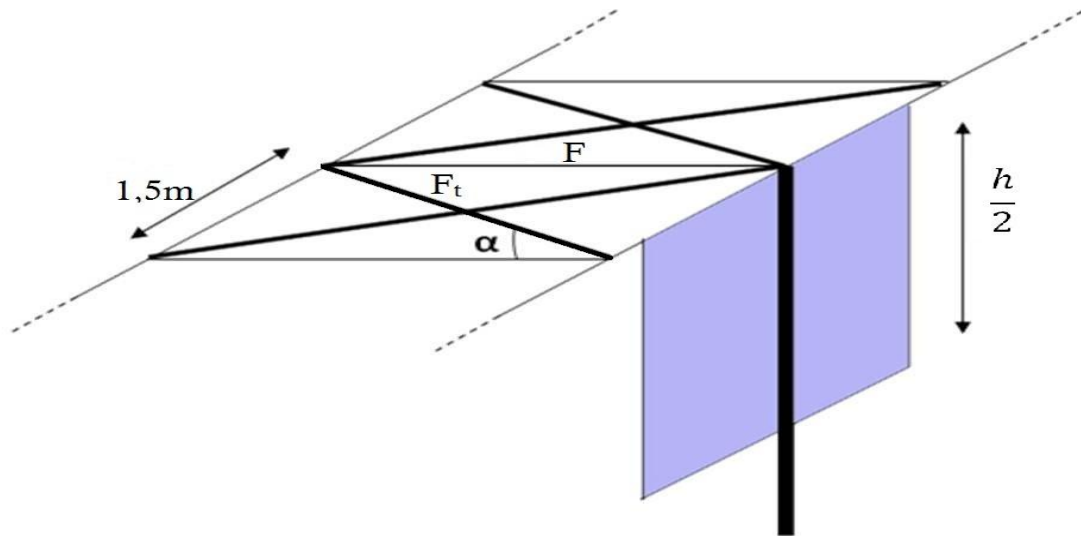


Figure 18: Poutre au vent

4.1.2.1 CALCUL DE LA POUTRE AU VENT :

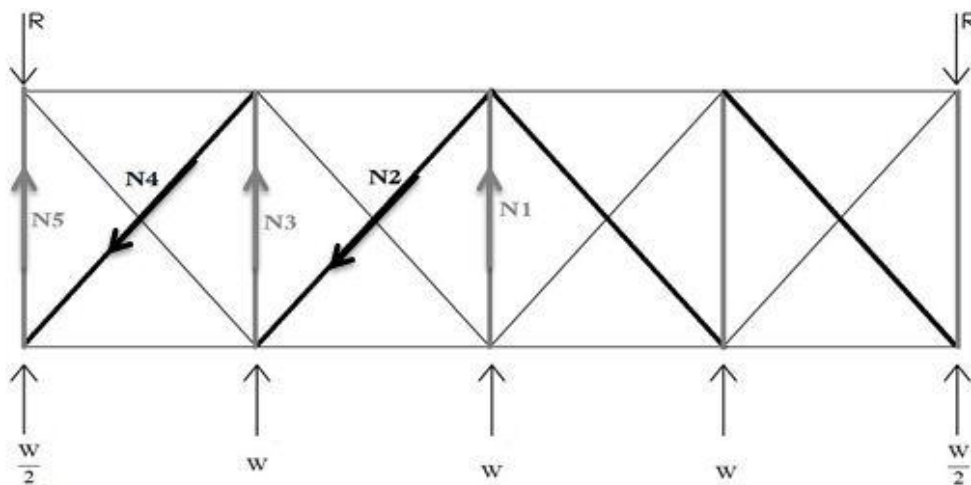


Figure 19: Cheminement des efforts pour la poutre au vent

Avec :

$$W = 1,75 * 54,187 * 7,5 * \frac{8,3}{2} = 2\,951,5 \text{ daN}$$

$$R = \frac{\frac{W}{2} + W + W + W + \frac{W}{2}}{2} = 5903 \text{ daN}$$



$$N_1 = W = 2951,50 \text{ daN}$$

$$N_2 = \frac{N_1}{2 \cos(\alpha)} = 2022,85 \text{ daN}$$

$$N_3 = W + \frac{N_1}{2} = 4\,427,25 \text{ daN}$$

$$N_4 = \frac{W + N_1/2}{\cos(\alpha)} = 6068,57 \text{ daN}$$

$$N_5 = \frac{W}{2} + W + \frac{N_1}{2} = 5903 \text{ daN}$$

4.1.2.1.1 Dimensionnement des diagonales :

Seules les diagonales en traction rentrent dans le cheminement des efforts, donc reprennent tout l'effort. Les diagonales comprimées ne sont pas conçues pour répondre au critère de flambement.

Donc

$$A = \frac{N_5}{\sigma_e} = \frac{5903}{24}$$

$$A = 246 \text{ mm}^2 \quad \text{Soit } \mathbf{L\ 50*6}$$

4.1.2.1.2 Dimensionnement des montants:

Les montants sont soumis dans ce cas à l'effort normal transmis par les têtes des potelets.

On adopte pour :

- Les montants de rive un profil HEA 140
- Les montants intermédiaire HEA 120

Contrainte de compression :

La contrainte de compression est due seulement à l'effort à la tête du potelet donc :

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

- Les montants de rive

A : est la section du profilé= 3 140 mm² et N= 6 068,57 daN

D'où :

$$\sigma = 1,93 \text{ daN/mm}^2$$



Coefficient de flambement :

➤ Dans le sens z : $\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{8}{5,73 \cdot 10^{-2}} = 139,61$

➤ Dans le sens y : $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{8}{3,52 \cdot 10^{-2}} = 227,27$

Le coefficient de flambement K est donné par le tableau en annexe 13,411 de la norme CM66 en fonction de l'élancement $\lambda_{max} = \lambda_y = 227,27$.

Le tableau donne $K = 8,01$

Vérification :

$$k * \sigma = 15,46 \text{ daN/mm}^2 < 24 \text{ daN/mm}^2$$

Donc on prend un profilé HEA 140 pour les montants de rive.

- Les montants intermédiaires :

A : est la section du profilé = 2 530 mm² et $N = 4\,427,25 \text{ daN}$

D'où :

$$\sigma = 1,75 \text{ daN/mm}^2$$

Coefficient de flambement :

➤ Dans le sens z : $\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{8}{4,89 \cdot 10^{-2}} = 163,60$

➤ Dans le sens y : $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{8}{3,02 \cdot 10^{-2}} = 264,9$

Le coefficient de flambement K est donné par le tableau en annexe 13,411 de la norme CM66 en fonction de l'élancement $\lambda_{max} = \lambda_y = 264,9$.

Le tableau donne $K = 10,82$

Vérification :

$$k * \sigma = 18,93 \text{ daN/mm}^2 < 24 \text{ daN/mm}^2$$

Donc on prend un profilé HEA 120 pour les montants de rive.

4.1.2.1.3 Dimensionnement des assemblages :

- L'effort repris par les boulons est : $T = 5903 \text{ daN}$
- Le gousset est d'épaisseur $e = 8 \text{ mm}$

Nous optons pour des boulons $\phi 16$ de classe 6.6 qui ont une section résistante de $S = 157 \text{ mm}^2$.

Les boulons doivent vérifier : $1,54 * Q \leq A_s * \sigma_e$

Avec Q est l'effort par boulon exercé sur l'assemblage.

Soit :

$$Q = A_s * \frac{\sigma_e}{1,54} = 2446,75 \text{ daN}$$

Ainsi le nombre de boulons est :

$$n = \frac{F}{Q}$$

Donc $n=3$

L'autre vérification consiste à vérifier la pression diamétrale :

$$\frac{Q_1}{d * e} \leq 3 * \sigma_e$$

Avec : $Q_1 = \frac{F}{n} = 1967,67 \text{ daN}$

Donc

$$\frac{Q_1}{d * e} = \frac{1967,67}{8 * 17} = 14,47 \text{ daN/mm}^2 \leq 72 \text{ daN/mm}^2 \text{ Vérifié}$$

4.1.2.2 CALCUL DU PALÉE DE STABILITÉ :

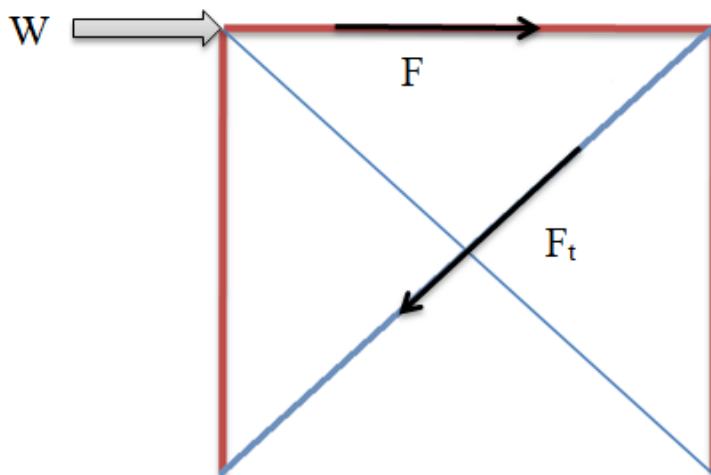


Figure 20: Cheminement des efforts dans le palée de stabilité

Nous avons :

$$P = 1,75 * 54,187 * 15 * \frac{8,3}{2} = 6045,23 \text{ daN}$$

Seules les diagonales en traction rentrent dans le cheminement des efforts, donc reprennent tout l'effort. Les diagonales comprimées ne sont pas conçues pour répondre au critère de flambement.



$$F_t = \frac{P}{\cos\alpha} = 8281,14 \text{ daN}$$

Nous avons:

$$A = \frac{F_t}{\sigma_e} = 345 \text{ mm}^2$$

Soit une cornière **L 60*4**

4.2 DIMENSIONNEMENT DU PORTIQUE :

Les portiques qui constituent l'ossature principale des bâtiments, sont composés de traverses, qui supportent les pannes, et des poteaux qui supportent les traverses. Cette ossature a pour fonction première de supporter les charges et actions agissants sur la structure et les transmettre aux fondations. Elle doit ensuite permettre la fixation des éléments d'enveloppe (toiture et façades) et de séparation intérieure.

4.2.1 CALCUL DES TRAVERSES AVEC LE RÈGLEMENT CM66 :

Les traverses sont les éléments porteurs horizontaux ou parfois inclinés, constituant la partie des cadres de halle supportant la toiture. Leur fonction principale est de transmettre aux poteaux les actions agissant sur la toiture. En cas de nœuds traverse-poteau rigides, les traverses transmettent également aux poteaux les forces horizontales dues au vent ou au séisme.

Dans cette partie nous allons faire l'étude et le dimensionnement de la traverse d'un portique encastré en pied dans le plan du portique et articulé en pied dans le plan du long pan. Ce portique se compose d'une traverses de portée 30 m. L'espacement des portiques est égal à 8 m.

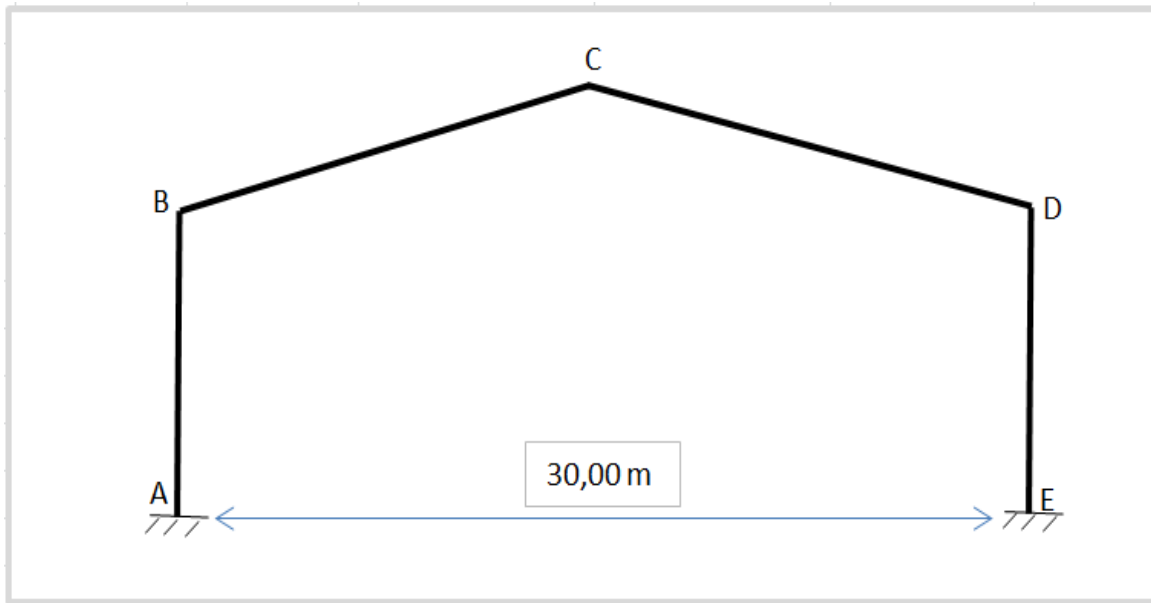


Figure 21: Portique intermédiaire

4.2.1.1 ÉVALUATION DES CHARGES :

4.2.1.1.1 Charges permanentes:

Elles comprennent, en plus du poids propre de la traverse, le poids: des pannes, de la couverture, de l'isolant et de l'étanchéité.

Dans notre cas, on a :

- Bac acier : 8 daN/m^2
- Isolant : 9 daN/m^2
- Etanchéité : 7 daN/m^2
- Charges suspendues : 5 daN/m^2
- Panne (IPE 160) : $15,8 \text{ daN/ml}$
- Traverse (le poids estimé) 80 daN/ml .

D'où

$$G = 29 \times 8 + 90 + 10,53 = 322,53 \text{ daN/ml}$$



4.2.1.1.2 Surcharge:

i. Les surcharges d'exploitation:

Elles sont directement liées à l'utilisation des ouvrages.

Pour notre cas : $Q = 20 \times 8 = 160 \text{ daN/ml}$

ii. Les surcharges climatiques :

La charge défavorable due à l'effort du vent sur la traverse (la toiture) :

$$V = 38,66 \times 8 = 309,28 \text{ daN Kg/ml}$$

iii. Les charges sismiques:

Notre bâtiment se situe dans une zone sismique III, le site d'implantation du hangar est S2. Selon les règles RPS 2000 la construction est de classe II.

4.2.1.2 VÉRIFICATION DE LA FLÈCHE :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services (non pondérées) : dans notre cas, la combinaison **G+Q** est la plus défavorable.

Nous avons calculé les efforts dans la traverse à l'aide du logiciel Robot. Nous avons obtenu les résultats suivants :

Le moment dans une section de la traverse vaut :

$$M(x) = M_B \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_D \cdot \frac{x}{l} + q \frac{l}{2} - q \frac{x^2}{2}$$

En intégrant l'équation de la déformée :

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M}{EI}$$

On obtient :

$$y_{max} = \frac{1}{384 EI} [5ql^4 + 24l^2(M_B + M_D)]$$

On doit vérifier que :

$$y_{max} \leq f_{lim} = \frac{3000}{200} = 15 \text{ cm}$$



Pour un profil IPE 450 :

Profilé IPE 450	
$(I/V)_y$ (cm ³)	1500
$(I/V)_z$ (cm ³)	176
I_y (cm ⁴)	33 740
I_z (cm ⁴)	1 676
pp (Kg/ml)	77,6
A (mm ²)	9 880
i_y (cm ³)	18,5
i_z (cm ³)	4,12
J (cm ⁴)	63,8
H (mm)	450

Tableau 13: Caractéristiques du profilé IPE 450

On a : $y_{max} = 13,98$ cm

Ce qui est bien vérifié.

4.2.1.3 VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE :

La traverse est soumise à la flexion composée, on doit vérifier:

$$\frac{9}{8}(k_1 \cdot \sigma + k_d \cdot \sigma_f) \leq \sigma_e$$

Les efforts dans la traverse, sous la combinaison la plus défavorable **1,33G+1,5Q**, sont :

Efforts		
M_C (daN.m)	N (daN)	T (daN)
23 608,86	10 445,67	11 480,85

Tableau 14: Moments du portique sous la combinaison 1,33G+1,5Q

Contrainte de flexion:

Elle est donnée par :

$$\sigma_f = \frac{M}{\left(\frac{I}{V}\right)_y} = \frac{23\,608,86}{1\,500} = 15,74 \text{ daN/mm}^2$$

Où M est le moment maximum en C.



4.2.1.3.1 Contrainte normale:

Elle est donnée par la formule :

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{10\,445,67}{9\,880} = 1,06 \text{ daN/mm}^2$$

4.2.1.3.2 Coefficient de flambement:

- L'élanement :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{3000/2}{18,5} = 81,08$$

- La contrainte critique d'Euler :

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2} = 31,53 \text{ daN/mm}^2$$

Coefficient d'amplification de la contrainte de compression :

$$K_o = \left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right) + \sqrt{\left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right)^2 - \frac{\sigma_e}{\sigma_k}} = 1,473$$

4.2.1.3.3 Coefficient de déversement :

La traverse est soumise à deux moments différents, donc on va calculer d'abord K_{do} avec $B=C=1$:

✓ Le coefficient D:

Donné en fonction des dimensions de la pièce selon la règle 3,641 CM66 :

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \times \frac{J}{I_z} \frac{l^2}{h^2}} = 1,262$$

✓ La contrainte de non déversement :

$$\sigma_d = 40\,000 \cdot \frac{I_z h^2}{I_z l^2} (D - 1) BC = 5,21 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e$$

Il y a risque de déversement, alors on détermine :

✓ L'élanement λ_o :

$$\lambda_o = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4}{BC} \frac{I_y}{I_z} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} = 79,38$$



- ✓ La contrainte d'Euler σ_k :

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda_0^2} = 32,88 \text{ daN/mm}^2$$

- ✓ Le coefficient de flambement K_o :

$$K_o = \left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right) + \sqrt{\left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right)^2 - \frac{\sigma_e}{\sigma_k}} = 1,443$$

- ✓ Le coefficient de déversement K_d :

$$K_{do} = \frac{K_o}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (K_o - 1)} = 1,316$$

Le coefficient de répartition des charges:

$$\frac{M_e}{M_w} = -0,461$$

Où M_w est le moment le plus élevé en valeur absolue, M_e est le moment à l'autre extrémité.

$$C = \sqrt{\frac{3}{1 + \frac{M_e}{M_w} + \left(\frac{M_e}{M_w}\right)^2 - 0,152\left(1 - \frac{M_e}{M_w}\right)^2}} = 2,65$$

Le coefficient de déversement est:

$$K_d = \frac{K_{do}}{C} + \frac{C - 1}{5K_{do}} = 0,747$$

Donc :

$$\frac{9}{8} (1,473 \times 1,06 + 0,747 \times 15,74) = 14,98 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e$$

La condition de la résistance est donc bien vérifiée.

4.2.1.4 VÉRIFICATION AU CISAILLEMENT :

La vérification vis-à-vis du cisaillement se traduit par :

$$1,54 \tau \leq \sigma_e$$

L'effort tranchant maximum est égale à :

$$V = 11\,480,85 \text{ daN}$$

La contrainte de cisaillement maximale est donnée par :

$$\tau = \frac{V}{A_{ame}} = \frac{11\,480,85}{3\,955,52} = 2,90 \text{ daN/mm}^2$$



Donc :

$$1,54 \tau = 1,54 \times 2,90 = 4,47 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e$$

La condition de cisaillement est bien vérifiée.

4.2.2 CALCUL DES TRAVERSES AVEC L'EUROCODE 3 :

4.2.2.1 VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE :

Les efforts dans la traverse considérée, sous la combinaison de charges

1,35G+1,05Q+0,9V, sont donnés dans le tableau suivant :

M_y (daN.m)	M_z (daN.m)	N (daN)	T (daN)
38 406,31	35,47	10 061,21	7 965,15

Tableau 15: Efforts dans la traverse sous la combinaison 1,35G+1,05Q+0,9V

La traverse est soumise à la flexion composée, donc on doit vérifier :

$$\left(\frac{M_y}{M_{Ny,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{Nz,Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Avec :

- $M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} \left(\frac{1-n}{1-0,5a} \right)$
- Si $n \leq a$: $M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd}$
- Si $n > a$: $M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$
- $n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}$ et $a = \frac{A-2bt_f}{A}$
- $\alpha=2$ et $\beta = 5n$

Pour un profilé IPE 450, on a: $N_{pl,Rd} = A \frac{f_y}{\gamma_{Mo}} = 9\,880 \times \frac{24}{1,00} = 237\,120 \text{ daN}$

Et : $M_{ply,Rd} = W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{Mo}} = 1\,702 \times \frac{24}{1,00} = 40\,848 \text{ daN.m}$

Et : $M_{plz,Rd} = W_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{Mo}} = 276 \times \frac{24}{1,00} = 6\,624 \text{ daN.m}$

Donc :

- $n = \frac{10\,061,21}{237\,120} = 0,042$ et $a = \frac{98,80 - 2 \times 19 \times 1,46}{98,80} = 0,438$
- $\beta = 5 \times \frac{10\,061,21}{237\,120} = 0,212$
- $a \geq n \Rightarrow$ alors: $M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd} = 6\,624 \text{ daN.m}$



$$\bullet M_{Ny,Rd} = 40\,848 \times \left(\frac{1-0,042}{1-0,5 \times 0,438} \right) = 50\,105,485 \text{ daN.m}$$

On trouve :

$$\left(\frac{38\,406,31}{50\,105,485} \right)^2 + \left(\frac{35,47}{6\,624} \right)^{0,212} = 0,918 \leq 1$$

La condition de la résistance est vérifiée.

4.2.2.2 VÉRIFICATION AU CISAILEMENT :

On doit vérifier :

$$V_{Sd} \leq V_{pl,Rd} = A_v \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

A_v est l'aire de cisaillement, pour les profils en I ou en H on a :

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

Nous avons un IPE 450, alors : $A_v = 5\,082,440 \text{ mm}^2$

$$\text{D'où : } V_{pl,Rd} = A_v \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 5\,082,44 \times \frac{\left(\frac{24}{\sqrt{3}} \right)}{1,0} = 70\,424,354 \text{ daN}$$
$$V_{Sd} = 7\,965,15 \text{ daN} \leq V_{pl,Rd} = 70\,424,354 \text{ daN}$$

La condition de cisaillement est vérifiée.

4.2.2.3 VÉRIFICATION AU DÉVERSEMENT :

La semelle inférieure peut déverser sous moment négatif, en revanche la semelle supérieure ne présente pas de risque de déversement car elle est bloquée par les pannes.

On doit d'abord calculer l'élanement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$:

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

Avec, pour IPE 450 :

- $\beta_w = 1$ (Classe 1)
- $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{21\,000}{24}} = 92,93$



$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\sqrt{C_1 \times \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L \cdot t_f}{h \cdot i_z}\right)^2\right)^{0,25}}} = 84,06$$

Où $C_1 = 1,323$: cas de moments d'extrémités (annexe F, déversement) avec $K=1$ et

$$\Psi = \frac{M_C}{M_B} = 0,45$$

D'où :
$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{251,187}{92,93} \sqrt{1} = 0,905$$

$\overline{\lambda}_{LT} > 0,4 \Rightarrow$ Le déversement est un mode de ruine potentiel.

$\overline{\lambda}_{LT} > 0,2 \Rightarrow$ Il y a risque de flambement.

Donc il faut vérifier :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{LT} M_{y,Sd}}{\chi_{LT} W_{ply} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z M_{z,Sd}}{W_{plz} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Où :

- $K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$
- $K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$

Pour un profil IPE 450, on trouve :

- β_{MLT} est le facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement :
 $\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7\Psi = 1,8 - 0,7 * 0,451 = 1,484$
- $\overline{\lambda}_z = \frac{(l_f)}{\lambda_1} \sqrt{\beta} = \frac{(4,5 \times 100)}{4,12} \sqrt{1} = 1,175$
- $\mu_{LT} = 0,15 \overline{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0,15 = 0,141$
- $\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2] = 0,983$
- $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}} = 0,731$
- $\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\Psi = 1,698$
- $\mu_z = \overline{\lambda}_z(2 \times \beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}\right) = -0,139$
- $\phi_z = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\overline{\lambda}_z - 0,2) + \overline{\lambda}_z^2] = 1,293$
- $\chi_z = \frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \overline{\lambda}_z^2)^{0,5}} = 0,546$
- $K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 0,992$
- $K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1,011$



Pour un profil IPE 450, on trouve :

$$\frac{10\,061,21 \times 1,1}{0,546 \times 9880 \times 24} + \frac{0,992 \times 17\,323,86 \times 1,1}{0,731 \times 1702 \times 24} + \frac{1,011 \times 35,47 \times 1,1}{276 \times 24} = 0,718 \leq 1$$

La condition de déversement est vérifiée.

4.2.3 CALCUL DES POTEAUX AVEC LE RÈGLEMENT CM66:

Les poteaux sont les éléments porteurs verticaux des ossatures des bâtiments. Ils ont pour fonction le transfert aux fondations des efforts provenant des actions agissants sur le cadre et introduits par la traverse. Ils sont sollicités à :

- La flexion et à la compression dans le plan des portiques.
- Et à la compression simple dans le plan des long pans.

Ils peuvent également subir les actions transversales dues au vent sur les façades.

4.2.3.1 VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE :

Les poteaux, de longueur 7,40 m, sont encastrés dans le plan des portiques. Dans le plan perpendiculaire aux portiques, les poteaux sont articulés et fixés sur des chaînages.

Nous avons trouvé pour section de traverse un profilé IPE 450 qui est encasté au poteau.

4.2.3.1.1 Dans le plan du portique :

Le poteau doit supporter un effort normal N en plus du moment M_B , il est donc soumis à la flexion composée, on doit vérifier:

$$k_1 \cdot \sigma + k_f \cdot k_d \cdot \sigma_f \leq \sigma_e$$

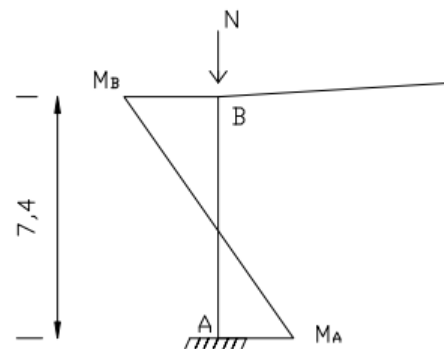


Figure 22: Poteau de rive



Les efforts dans le poteau considéré, sous la combinaison de charges la plus défavorable **1,33G+1,5Q**, sont donnés dans le tableau suivant :

Efforts		
M_c (daN.m)	N (daN)	T (daN)
23 608,86	10 445,67	11 480,85

Tableau 16: Moments et effort normal dans le poteau sous la combinaison 1,33G+1,5Q

Pour un profil IPE 550 :

Profilé IPE 550	
$(I/V)_y$ (cm ³)	2 441
$(I/V)_z$ (cm ³)	254
I_y (cm ⁴)	67 120
I_z (cm ⁴)	2 668
pp (Kg/ml)	106
A (mm ²)	13 400
i_y (cm ³)	22,3
i_z (cm ³)	4,45
J (cm ⁴)	123
H (mm)	550

Tableau 17: Caractéristique du profilé IPE 550

4.2.3.1.1.1 Contrainte de flexion :

Elle est donnée par :

$$\sigma_f = \frac{M_B}{\left(\frac{I}{V}\right)_y} = \frac{51\,221,57}{2\,441} = 20,98 \text{ daN/mm}^2$$

4.2.3.1.1.2 Contrainte normale :

Elle est donnée par la formule :

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{12\,327,87}{13\,400} = 0,92 \text{ daN/mm}^2$$



4.2.3.1.1.3 Coefficient de flambement :

ii. Longueur de flambement du poteau :

On doit d'abord calculer le coefficient d'encastrement du poteau au nœud B :

$$K_B = \frac{\frac{It}{Lt}}{\frac{It}{Lt} + \frac{Ip}{Lp}} = \frac{\frac{33\,740}{30}}{\frac{33\,740}{30} + \frac{67\,120}{7,4}} = 0,110$$

Pour le nœud A, on a encastrement parfait : $K_A = 1$

La longueur de flambement dans les bâtiments à nœuds libres de se déplacer est donnée par la formule :

$$l_f = L_o \times \sqrt{\frac{4 + 3,5K_B}{1 + 6,5K_B}} = 11,83 \text{ m}$$

L'élanement :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{1\,235,6}{24,3} = 53,04$$

La contrainte critique d'Euler :

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2} = 73,68 \text{ daN/mm}^2$$

Le coefficient de l'éloignement de l'état critique : $\mu = \frac{\sigma_k}{\sigma} = 80,09$

Les coefficients d'amplification des contraintes de compression :

$$K_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} = 1,003$$

Les coefficients d'amplification des contraintes de flexion, on est dans le cas de moments appliqués aux extrémités :

$$K_f = \frac{\mu + 0,25}{\mu - 1,3} = 1,019$$

4.2.3.1.1.4 Coefficient de déversement :

Le poteau est soumis à deux moments différents, donc on va calculer d'abord K_{d0} avec $B=C=1$

i. Le coefficient D :

Donné en fonction des dimensions de la pièce selon la règle 3,641 CM66 :

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \times \frac{J l^2}{I_z h^2}} = 1,070$$



La contrainte de non déversement :

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

On a $\sigma_d = 5,52 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e$

Il y a risque de déversement, alors on détermine :

- ✓ L'élanement λ_o :

$$\lambda_o = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4 I_y}{BC I_z} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} = 39,36$$

- ✓ La contrainte d'Euler σ_k :

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda_o^2} = 133,75 \text{ daN/mm}^2$$

- ✓ Le coefficient de flambement K_o :

$$K_o = \left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right) + \sqrt{\left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right)^2 - \frac{\sigma_e}{\sigma_k}} = 1,065$$

- ✓ Le coefficient de déversement K_{do} :

$$K_{do} = \frac{K_o}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (K_o - 1)} = 1,049$$

- ✓ Le coefficient de répartition des charges:

$$\frac{M_e}{M_w} = 0,66$$

$$C = \sqrt{\frac{3}{1 + \frac{M_e}{M_w} + \left(\frac{M_e}{M_w}\right)^3 - 1,152 \left(1 - \frac{M_e}{M_w}\right)^2}} = 1,286$$

- ✓ Le coefficient de déversement:

$$K_d = \frac{K_{do}}{C} + \frac{C - 1}{5K_{do}} = 0,87$$

On a donc :

$$k_1 \cdot \sigma + k_f \cdot k_d \cdot \sigma_f = 1,003 \times 0,92 + 1,019 \times 0,87 \times 20,98 = 19,52 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e$$

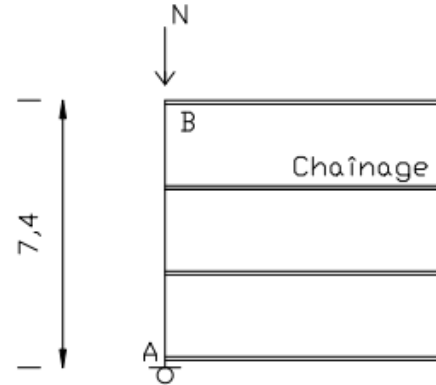
La condition est donc bien vérifiée.

4.2.3.1.2 Dans le plan du long pan:

Le poteau doit supporter un effort normal N , il est donc soumis à la compression simple, on doit vérifier:

$$K_o \cdot \sigma \leq \sigma_e$$

Figure 23: Schéma présentant les potelets et les chainages



4.2.3.1.2.1 Contrainte normale :

Elle est donnée par la formule :

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{12327,87}{13\,400} = 0,92 \text{ daN/mm}^2$$

4.2.3.1.2.2 Coefficient de flambement :

Les poteaux sont fixés sur ce plan par des chaînages, la longueur de flambement est :

$$l_f = \frac{l}{3} = \frac{7,4}{3} = 2,47 \text{ m}$$

i. L'élanement :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{247}{4,45} = 55,50$$

La contrainte critique d'Euler:

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda_z^2} = 67,27 \text{ daN/mm}^2$$

Coefficient d'amplification de la contrainte de compression :

$$K_o = \left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right) + \sqrt{\left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right)^2 - \frac{\sigma_e}{\sigma_k}} = 1,155$$

Donc :

$$K_o \cdot \sigma = 1,155 * 0,92 = 1,06 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e$$

C'est bien vérifié.



4.2.4 CALCUL DES POTEAUX AVEC L'EUROCODE 3 :

4.2.4.1 VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE :

Les efforts dans le poteau considéré, sous la combinaison de charges **1,35G+1,05Q+0,9V**, sont donnés dans le tableau suivant :

M_y (daN.m)	M_z (daN.m)	N (daN)	T (daN)
38 406,31	48,44	8408,22	8431,79

Tableau 18: Efforts dans le poteau sous la combinaison 1,35G+1,05Q+0,9V

Le poteau doit supporter un effort normal N en plus du moment M_B, il est donc soumis à la flexion composée, on doit vérifier :

$$\left(\frac{M_y}{M_{Ny,Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{Nz,Rd}}\right)^\beta \leq 1$$

Avec :

- $M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} \left(\frac{1-n}{1-0,5a}\right)$

- Si $n \leq a$: $M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd}$

Si $n > a$: $M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a}\right)^2\right]$

- $n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}$ et $a = \frac{A-2bt_f}{A}$

- $\alpha=2$ et $\beta = 5n$

On a pour un profilé IPE 550:

$$N_{pl,Rd} = A \frac{f_y}{\gamma_{Mo}} = 13\,400 \times \frac{24}{1,00} = 321\,600 \text{ daN}$$

Et : $M_{ply,Rd} = W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{Mo}} = 2\,788 \times \frac{24}{1,00} = 66\,912 \text{ daN.m}$

Et : $M_{plz,Rd} = W_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{Mo}} = 400 \times \frac{24}{1,00} = 9\,600 \text{ daN.m}$

Donc :

- $n = \frac{8\,408,22}{321\,600} = 0,026$ et $a = \frac{134-2 \times 21 \times 1,72}{134} = 0,461$

- $\beta = 5 \times \frac{8\,408,22}{321\,600} = 0,13$

- $a \geq n \Rightarrow$ alors: $M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd} = 9\,600 \text{ daN.m}$

- $M_{Ny,Rd} = 66\,912 \times \left(\frac{1-0,026}{1-0,5 \times 0,461}\right) = 84\,675,97 \text{ daN.m}$

On trouve :



$$\left(\frac{38\,406,31}{84\,675,97}\right)^2 + \left(\frac{48,44}{9\,600}\right)^{0,13} = 0,707 \leq 1$$

La condition de la résistance est bien vérifiée.

4.2.4.2 VÉRIFICATION AU FLAMBEMENT :

On calcule d'abord l'élanement réduit $\bar{\lambda}_y$:

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

Avec :

- $\beta_w = 1$ (Classe 1)
- $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{21\,000}{24}} = 92,93$
- $\lambda_y = \frac{l}{i_y}$

✓ Longueur de flambement :

Le facteur de distribution de rigidité au nœud B est donné par la formule :

$$\eta_1 = \frac{K_P}{K_P + K_T} = \frac{67\,120/7,4}{33740/30 + 67\,120/7,4} = 0,890$$

Où: $K_P = \text{rigidité } I/L \text{ du poteau}$ et $K_T = \text{rigidité effective de la traverse}$

Dans le plan du portique le poteau est encasté, donc : $\eta_2 = 0$

La longueur de flambement, les nœuds sont déplaçables, est donc:

$$l = L \times \sqrt{\frac{1 - 0,2(\eta_1 + \eta_2) - 0,12\eta_1\eta_2}{1 - 0,8(\eta_1 + \eta_2) + 0,6\eta_1\eta_2}} = 12,50 \text{ m}$$

Donc l'élanement λ_y est : $\lambda_y = \frac{l}{i_y} = \frac{12\,50}{22,3} = 56,05$

L'élanement réduit : $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{56,05}{92,93} = 0,603 > 0,2 \Rightarrow$ il y a risque de flambement.

$\bar{\lambda}_y > 0,4 \Rightarrow$ Le déversement est un mode de ruine potentiel.

Il faut vérifier le flambement avec risque de déversement, soit :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{LT} M_{y.Sd}}{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z M_{z.Sd}}{W_{pl,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$



On a pour un profil IPE 550 :

- $\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_y \beta_{MLT} - 0,15 = -0,028$
- β_{MLT} est le facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement :
 $\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7\Psi = 1,346$
- $\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,724$
- $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}} = 0,889$
- $K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{Sd}}{\chi_y A f_y} = 1,001$
- $\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\Psi = 1,448$
- $\bar{\lambda}_z = \frac{\left(\frac{I_{fz}}{I_z}\right)}{\lambda_1} \sqrt{\beta} = \frac{7,4 \times 100 / (3 \times 4,45)}{92,93} = 0,596$
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z(2 \times \beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}}\right) = -0,084$
- $\phi_z = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,720$
- $\chi_z = \frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)^{0,5}} = 0,891$
- $K_z = 1 - \frac{\mu_z N_{Sd}}{\chi_z A f_y} = 1,002$

Donc :

$$\frac{8408,22 \times 1,1}{0,891 \times 13400 \times 24} + \frac{1,001 \times 38406,31 \times 1,1}{0,889 \times 2788 \times 24} + \frac{1,002 \times 48,44 \times 1,1}{400 \times 24} = 0,749 \leq 1$$

La condition de résistance au flambement avec risque de déversement est donc bien vérifiée.

4.3 VÉRIFICATION DES ÉLÉMENTS AVEC LE LOGICIEL ROBOT:

4.3.1 RÉSULTATS ROBOT :

La vérification par le logiciel ROBOT est faite en considérant quatre familles de pièces :

- Famille 1 : comportant les poteaux de rives.
- Famille 2 : constituée par les potelets intermédiaires.
- Famille 3 : constituée par les différents tronçons de la traverse.
- Famille 4 : constituée par les pannes sablières.



Le calcul a abouti à :

- ✓ IPE 400 pour les traverses.
- ✓ IPE 550 pour les poteaux.
- ✓ IPE 200 pour les potelets.
- ✓ IPE 180 pour les pannes sablières.

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 Traverse						
18 Arbalétrier_CM66_18	IPE 360	ACIER	8.62	105.28	1.17	11 ELU1
	IPE 400		7.79	100.91	0.92	
	IPE 450		6.96	96.84	0.71	
18 Arbalétrier_CM66_18	HEA 280	ACIER	10.97	56.93	1.03	11 ELU1
	HEA 300		10.21	53.18	0.83	
	HEA 320		9.58	53.15	0.71	
Famille : 2 Poteaux						
58 Poteau_de_rive_CM66_58	IPE 500	ACIER	48.30	57.13	1.20	11 ELU1
	IPE 550		46.63	55.22	0.95	
58 Poteau_de_rive_CM66_58	HEA 360	ACIER	61.11	33.10	1.22	11 ELU1
	HEA 400		57.96	33.52	1.00	
	HEA 450		54.60	33.74	0.79	
Famille : 3 Potelets						
6 Poteau_central_CM66_6	IPE 200	ACIER	95.04	123.45	0.29	47 COMB34
	IPE 220		86.13	111.39	0.22	
Famille : 6 Pannes sablières						
94 Panne_CM66_94	IPE 160	ACIER	121.62	216.92	0.15	11 ELU1
	IPE 180		107.88	194.92	0.12	

Figure 24 : Résultats des éléments avec le logiciel ROBOT

4.3.2 DÉPLACEMENTS :

On donne ci-dessous les résultats trouvés à l'aide de ROBOT sur les déplacements engendrés.

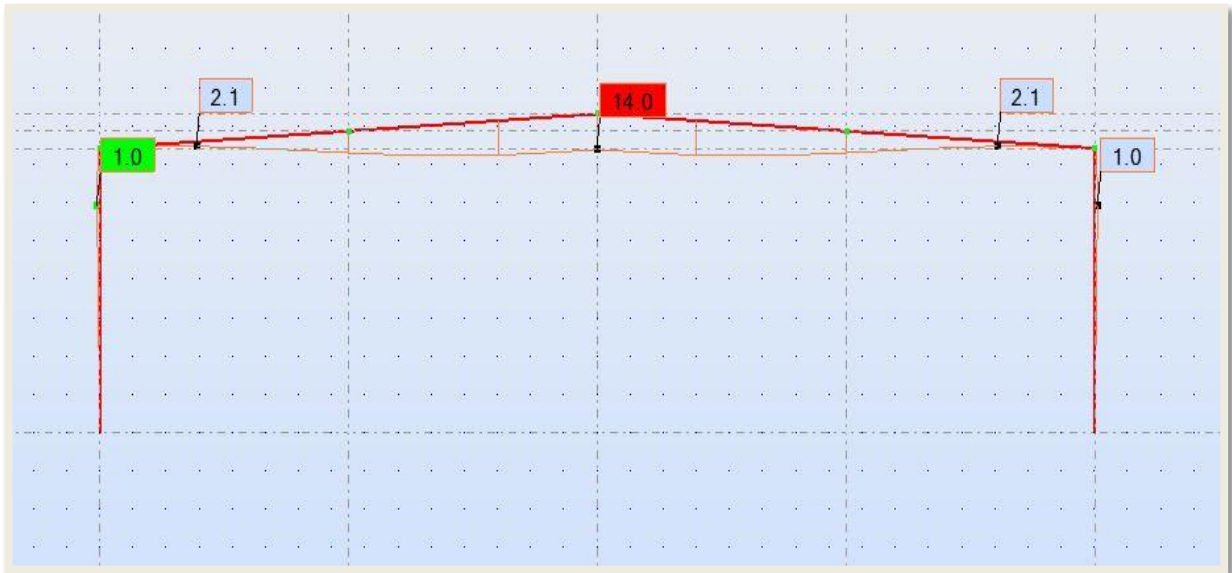


Figure 25: Déplacement du portique $y=64$

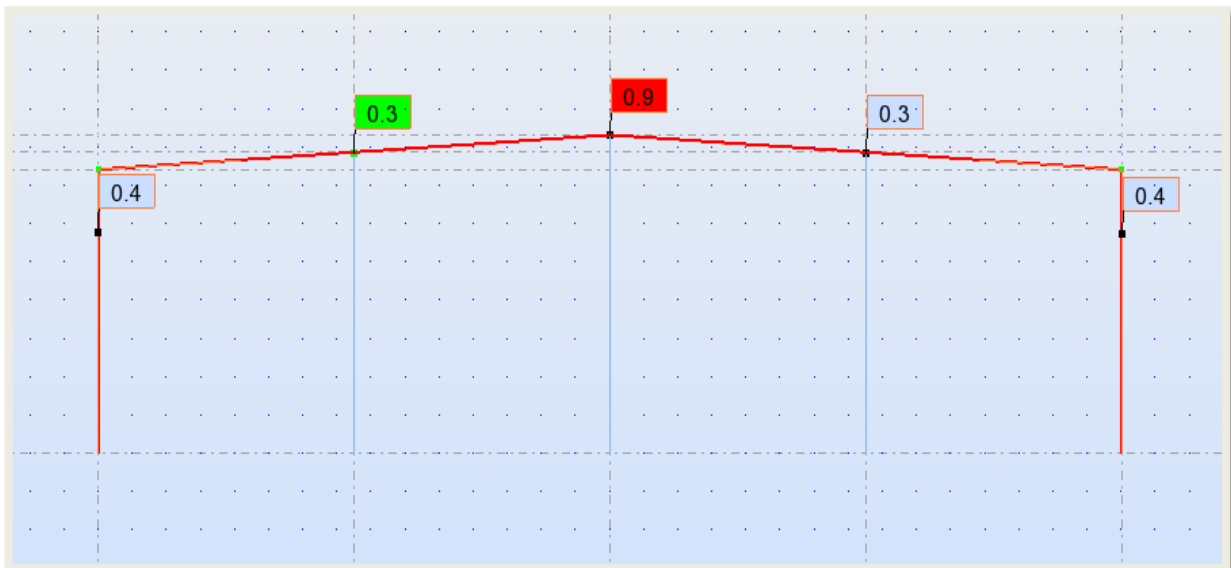


Figure 26: Déplacement du portique $y=0$

On trouve que le déplacement maximal est de l'ordre de 4,5cm inférieur au déplacement limite qui est $L/150$.

4.4 CALCUL DES ASSEMBLAGES :

4.4.1 ASSEMBLAGE POTEAU- TRAVERSE:

La section retenue pour les traverses est généralement déterminée par le moment au faitage M_c . Cette section est insuffisante pour reprendre le moment M_b à l'appui ($M_b > M_c$) ; Il convient donc de renforcer la traverse au niveau de l'encastrement avec les poteaux, au moyen des jarrets.

Cet assemblage est effectué par l'intermédiaire de platines, sollicitées par un moment fléchissant, un effort tranchant et un effort normal. Ces dernières sont soudées sur chaque traverse et assemblées par des boulons HR, tout en assurant le renfort par des raidisseurs.

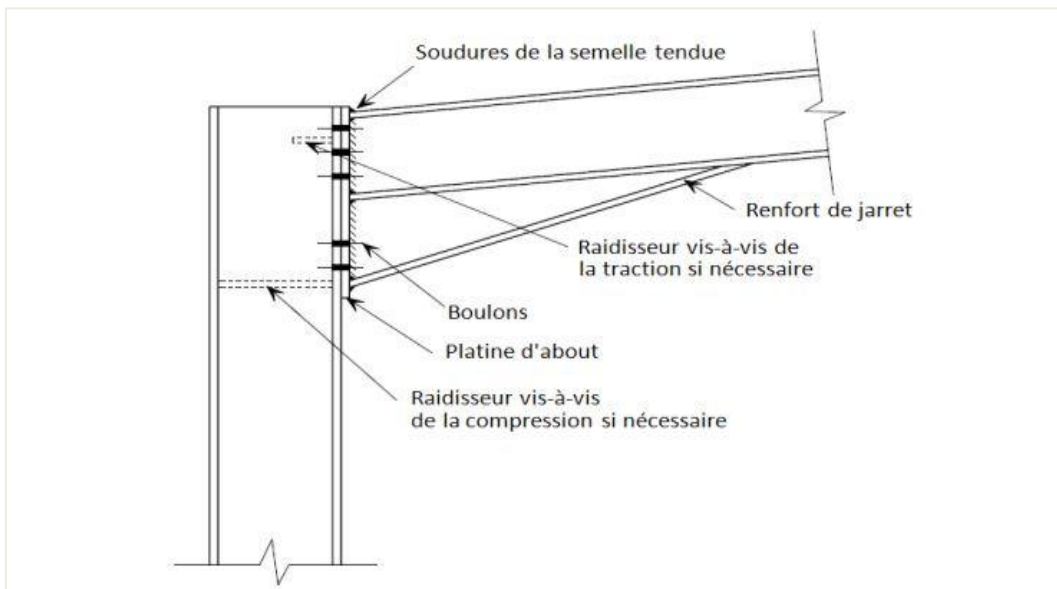


Figure 27: Schéma montrant les différents éléments d'un assemblage Poteau-Traverse

4.4.1.1 EFFORTS APPLIQUÉS À L'ASSEMBLAGE :

Au niveau de l'assemblage traverse- poteau, on a les efforts maximums suivants:

- Moment fléchissant : $M = 51\,221,57 \text{ daN.m}$
- Effort tranchant : $T = 11\,153,90 \text{ daN}$
- Effort normal : $N = 11\,490,72 \text{ daN}$



4.4.1.2 PLATINE ET BOULONS :

✓ Platine :

- Epaisseur : $e_p = 20\text{mm}$
- Section : $981 \times 180\text{ mm}^2$

✓ Boulons :

- 16 boulons HR2 d'appellation HR 8.8 de diamètre $\Phi 20$
- La limite d'élasticité : $\sigma_{eb} = 64\text{ daN/mm}^2$
- La contrainte de rupture : $\sigma_r = 80\text{ daN/mm}^2$
- L'effort P_v de précontrainte dans les boulons se calcule en prenant en compte les pertes de tension évaluées forfaitairement à 20%.

$$P_v = 0,8 * A_s * \sigma_{eb} \quad \text{donc} \quad P_v = 12\,544\text{ daN}$$

- Coefficient de frottement : $\mu = 0,3$
- ✓ La zone tendue de l'assemblage est définie par :

$$x = e_s \times \sqrt{\frac{b}{e_a}} = 61,76\text{ mm}$$

La ligne inférieure des boulons étant située en zone tendue, donc tous les boulons sont sollicités en traction.

4.4.1.3 RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE :

Il s'agit d'une traverse de profil IPE 400 tel que :

$$\begin{cases} b = 180\text{mm} \\ h = 400\text{mm} \\ e_s = 13,5\text{mm} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} A_t = 8450\text{ mm}^2 \\ A = 15\,884\text{ mm}^2 \\ h' = 946\text{ mm}^2 \end{cases} .$$

La condition de résistance de l'assemblage est :

$$N_i = \left(M + N h' b \cdot \frac{e_s}{A} \right) \cdot \frac{d_i}{\sum d_i^2} \leq n \cdot P_v$$

Or :

$$\begin{cases} d_1 = 894\text{mm} \\ d_2 = 814\text{mm} \\ d_3 = 734\text{mm} \\ d_4 = 654\text{mm} \end{cases} \quad \begin{cases} d_5 = 454\text{ mm} \\ d_6 = 328\text{ mm} \\ d_7 = 202\text{ mm} \\ d_8 = 76\text{ mm} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \sum d_i^2 = 2\,788\,584\text{mm}^2$$

Donc :



$$N_1 = \left(M + Nh'b \cdot \frac{e_s}{A} \right) \cdot \frac{d_1}{\sum d_i^2} = 16\,974,30 \text{ daN} < 2 * 12\,544 = 25\,088 \text{ daN}$$

Donc la condition est vérifiée

4.4.1.4 RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT :

La résistance de l'assemblage à l'effort tranchant peut être calculée comme si le moment fléchissant n'existe pas. On doit vérifier que:

$$Q_1 = \frac{Q}{n} \leq 1,1(P_v - N_2)\mu$$

Avec :

$$N_2 = \frac{11\,490,72}{16} = 718,17 \text{ daN}$$

D'où :

$$Q_1 = \frac{Q}{n} = \frac{11\,153,90}{16} = 697,12 \text{ daN} \leq 1,1(P_v - N_2)\mu = 3\,823,53 \text{ daN}$$

Donc la condition est vérifiée

4.4.1.5 VÉRIFICATION DE L'EFFORT DE COMPRESSION:

L'effort admissible N_c dans la zone comprimée de l'assemblage vaut :

$$N_c = A_c \cdot \sigma_e - N \cdot \frac{A_c}{A}$$

Avec :

$$A_c = e_s(b + \sqrt{b \cdot e_a}) = 2961 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$N_c = 68\,925,52 \text{ daN}$$

Il faut vérifier :

$$\sum N_i \leq N_c$$

Or:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = 14\,420 \text{ daN} \\ N_2 = 13\,950 \text{ daN} \\ N_3 = 12\,480 \text{ daN} \\ N_4 = 11\,010 \text{ daN} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_5 = 7\,340 \text{ daN} \\ N_6 = 5\,020 \text{ daN} \\ N_7 = 2\,710 \text{ daN} \\ N_8 = 1\,400 \text{ daN} \end{array} \right.$$

D'où:



$$\sum N_i = 68\,326 \text{ daN} \leq N_c = 68\,925,52 \text{ daN} \quad \text{Vérfiée.}$$

4.4.1.6 VÉRIFICATION DE L'ASSEMBLAGE À LA TRACTION :

Il faut vérifier la condition :

$$1,25 \cdot \frac{N}{A_s} \leq \sigma_{red}$$

Donc :

$$1,25 \cdot \frac{N}{16 \cdot A_r} = 3,67 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_{red} = 64 \text{ daN/mm}^2$$

Vérfiée.

4.4.1.7 VÉRIFICATION DE LA PRESSION DIAMÉTRALE :

On doit vérifier :

$$\frac{T}{16 \cdot e \cdot d} \leq 4 * \sigma_e$$

e : Epaisseur minimale des pièces rassemblées.

Donc :

$$\frac{T}{16 \cdot e \cdot d} = 3,96 \text{ daN/mm}^2 \leq 4 * \sigma_e = 96 \text{ daN/mm}^2$$

Vérfiée.

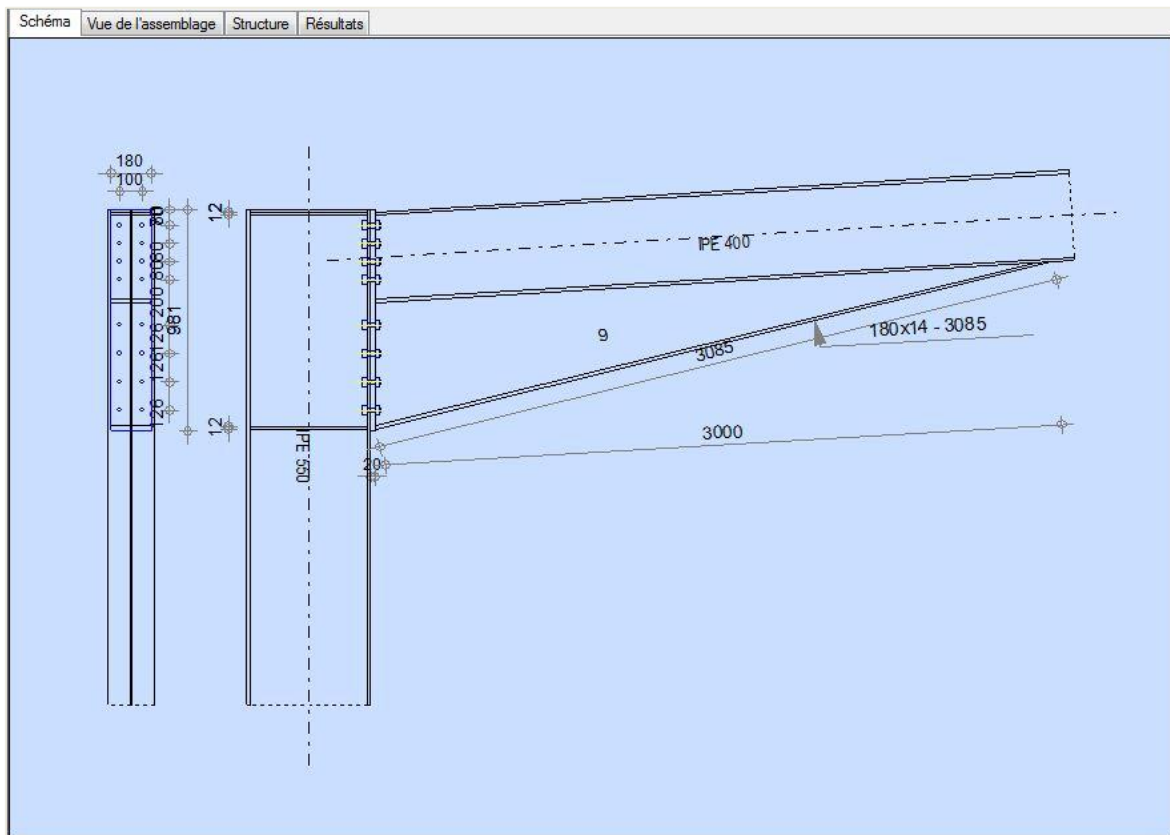


Figure 28: Vue de l'assemblage Poteau -Traverse

4.4.2 ASSEMBLAGE TRAVERSE- TRAVERSE:

4.4.2.1 EFFORTS APPLIQUÉS À L'ASSEMBLAGE :

Au niveau de l'assemblage traverse- traverse, on a les efforts maximums suivants:

- Moment fléchissant : $M = 23\,438,72 \text{ daN.m}$
- Effort tranchant : $T = 1\,195,54 \text{ daN}$
- Effort normal : $N = 11\,429,77 \text{ daN}$

4.4.2.2 PLATINE ET BOULONS :

- ✓ Platine :
- Epaisseur : $e_p = 20 \text{ mm}$
- Section : $780 \times 180 \text{ mm}^2$
- Longueur : $l = 1,5 \text{ m}$
- ✓ Boulons :



- 8 boulons HR2 d'appellation HR 8.8 de diamètre $\Phi 20$.
- La limite d'élasticité : $\sigma_{eb} = 64 \text{ daN/mm}^2$
- La contrainte de rupture : $\sigma_r = 80 \text{ daN/mm}^2$
- $P_v = 12\,544 \text{ daN}$
 - Coefficient de frottement : $\mu = 0,3$
- ✓ La zone tendue de l'assemblage est définie par :

$$x = e_s \times \sqrt{\frac{b}{e_a}} = 61,76 \text{ mm}$$

La ligne inférieure des boulons étant située en zone tendue, donc tous les boulons sont sollicités en traction.

4.4.2.3 RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE :

Il s'agit d'une traverse de profil IPE 400 tel que :

$$\begin{cases} b = 180 \text{ mm} \\ h = 400 \text{ mm} \\ e_s = 13,5 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} A = 8450 \text{ mm}^2 \\ A_t = 14\,084 \text{ mm}^2 \\ h' = 746 \text{ mm} \end{cases} .$$

La condition de résistance de l'assemblage est :

$$N_i = \left(M + Nh'b \cdot \frac{e_s}{A} \right) \cdot \frac{d_i}{\sum d_i^2} \leq n \cdot P_v$$

Or :

$$\begin{cases} d_1 = 673 \text{ mm} \\ d_2 = 573 \text{ mm} \\ d_3 = 473 \text{ mm} \\ d_4 = 303 \text{ mm} \end{cases} \quad \begin{cases} d_5 = 223 \text{ mm} \\ d_6 = 143 \text{ mm} \\ d_7 = 63 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \sum d_i^2 = 1\,096\,796 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$N_1 = \left(M + Nh'b \cdot \frac{e_s}{A} \right) \cdot \frac{d_1}{\sum d_i^2} = 15\,424,14 \text{ daN} < 2 * 12\,544 = 25\,088 \text{ daN}$$

Donc la condition est vérifiée

4.4.2.4 RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT :

La résistance de l'assemblage à l'effort tranchant peut être calculé comme si le moment fléchissant n'existe pas. On doit vérifier que :



$$Q_1 = \frac{Q}{n} \leq 1,1(P_v - N_2)\mu$$

Avec :

$$N_2 = \frac{11\,429,77}{14} = 816,41 \text{ daN}$$

D'où :

$$Q_1 = \frac{Q}{n} = \frac{1\,195,54}{14} = 85,40 \text{ daN} \leq 1,1(P_v - N_2)\mu = 3\,870,10 \text{ daN}$$

Donc la condition est vérifiée

4.4.2.5 VÉRIFICATION DE L'EFFORT DE COMPRESSION:

L'effort admissible N_c dans la zone comprimée de l'assemblage vaut :

$$N_c = A_c \cdot \sigma_e - N \cdot \frac{A_c}{A}$$

Avec :

$$A_c = e_s(b + \sqrt{b \cdot e_a}) = 2961 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$N_c = 68\,664,56 \text{ daN}$$

Il faut vérifier :

$$\sum N_i \leq N_c$$

Or:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = 14\,487,70 \text{ daN} \\ N_2 = 12\,335,00 \text{ daN} \\ N_3 = 10\,182,30 \text{ daN} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_4 = 6\,522,70 \text{ daN} \\ N_5 = 4\,800,60 \text{ daN} \\ N_6 = 3\,078,40 \text{ daN} \\ N_7 = 1\,356,20 \text{ daN} \end{array} \right.$$

D'où :

$$\sum N_i = 43\,527,65 \text{ daN} \leq N_c = 69\,880,81 \text{ daN}$$

Vérifiée.

4.4.2.6 VÉRIFICATION DE L'ASSEMBLAGE À LA TRACTION :

Il faut vérifier la condition :

$$1,25 \cdot \frac{N}{A_s} \leq \sigma_{red}$$

Donc :

$$1,25 \cdot \frac{N}{14 \cdot A_r} = 4,16 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_{red} = 64 \text{ daN/mm}^2$$

Vérifiée.

4.4.2.7 VÉRIFICATION DE LA PRESSION DIAMÉTRALE :

On doit vérifier :

$$\frac{T}{14 \cdot e \cdot d} \leq 4 * \sigma_e$$

e : Epaisseur minimale des pièces rassemblées.

Donc :

$$\frac{T}{14 \cdot e \cdot d} = 0,43 \text{ daN/mm}^2 \leq 4 * \sigma_e = 96 \text{ daN/mm}^2$$

Vérifiée.

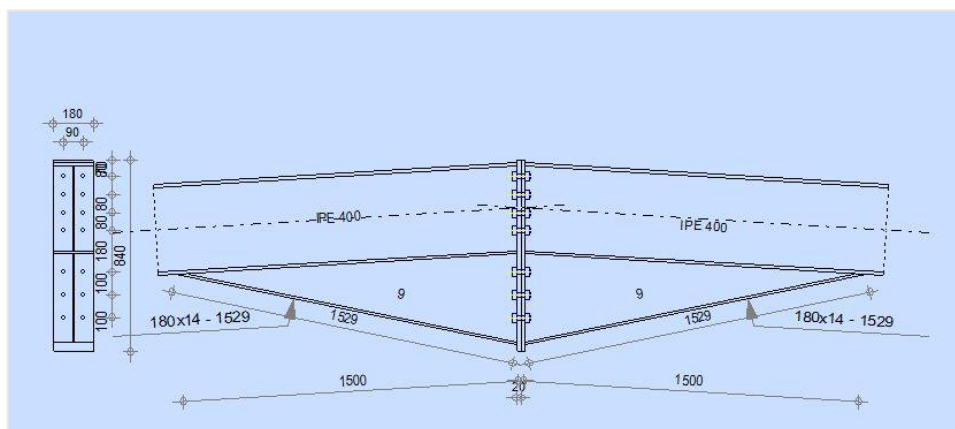


Figure 29: Vue de l'assemblage Traverse-Transverse

4.4.3 PIED DE POTEAU ENCASTRÉ :

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de fondation les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée au pied de poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas beaucoup excéder l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau. Elle peut être renforcée par des raidisseurs.

4.4.3.1 DIMENSIONNEMENT DE LA PLATINE :

Les platines sont des plaques rectangulaires qu'on dispose entre les poteaux et les massifs en béton de leurs fondations, elles permettent de distribuer l'effort transmis par le poteau à la fondation. De ce fait, les dimensions en plan de la platine doivent être telles que la contrainte qu'elle transmet ne dépasse pas sa résistance.

On admet que les platines, soumises aux réactions des fondations, risquent de se plier suivant les lignes tangentes au contour des poteaux, telles que la ligne 1-1, 2-2 et 3-3 de la figure suivante :

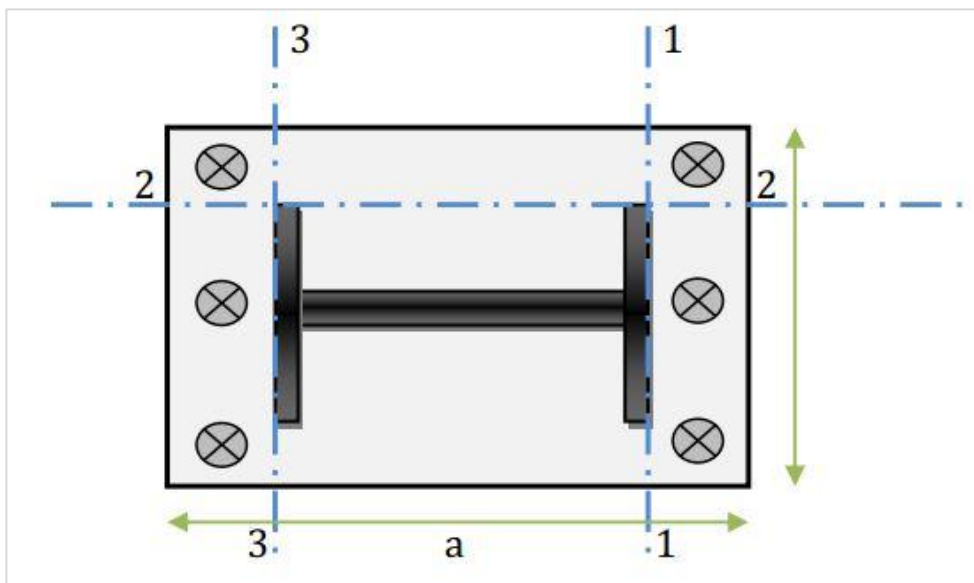


Figure 30: Schéma pied de poteau encastré avec lignes de pliage

Le poteau est sollicité en pied par :

- ✓ Moment fléchissant : $M_y = 33822,50 \text{ daN} \cdot \text{m}$
- ✓ Effort normal : $N = 12371,71 \text{ daN}$
- ✓ Effort tranchant : $T = 11494,84 \text{ daN}$

- ✓ Effort de soulèvement : $V = 4986,60 \text{ daN}$
- ✓ Excentricité :

$$e = \frac{33822,50}{12371,71} = 2,74\text{m}$$

Surface de la platine :

Elle est déterminée par la condition :

$$\sigma = \frac{N}{ab} \leq 80 \text{ daN/cm}^2$$

Mais il faut aussi tenir compte des dimensions du profil utilisé.

Donc on prend $a = 700\text{mm}$ et $b = 1000\text{mm}$

4.4.3.2 DIAMÈTRE DES GOUJONS :

Le calcul est ramené à un calcul par les règles du BAEL 91 d'une poutre partiellement tendue dont les caractéristiques dimensionnelles sont les suivantes :

$$\begin{cases} a = 700 \text{ mm} \\ b = 1000 \text{ mm} \\ d = 850 \text{ mm} \end{cases}$$

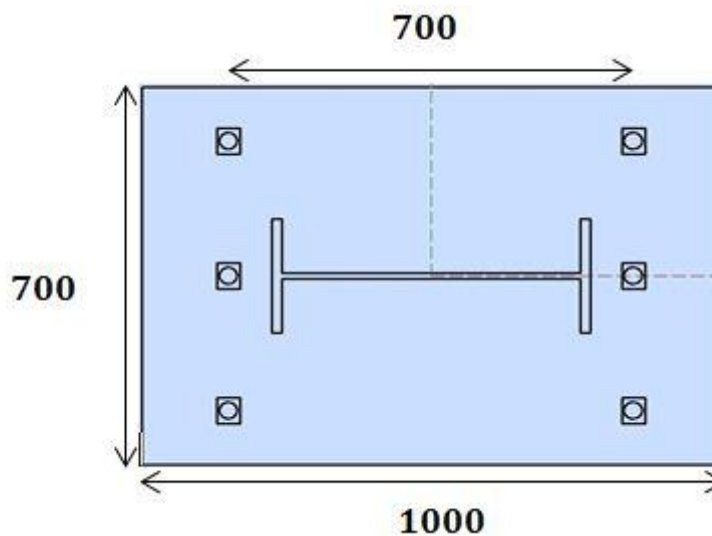


Figure 31: Vue pied de poteau encastré

Et $M_u = M + N \cdot e' = 38\,152,61 \text{ daN/mm}^2$ et $\sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$;

- Boulons de classe 4.6

La section des goujons pour la section tendue : $A_{st} = 1\,056,04 \text{ mm}^2$

Ce qui correspond à $6\phi 33$.

4.4.3.3 VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE COMPRESSION DU BÉTON :

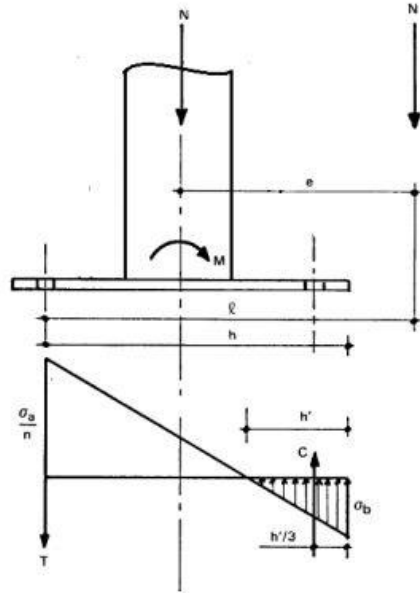


Figure 32: Diagramme de contrainte du pied de poteau encastré

L'équation du 3ème degré en h' s'écrit alors ($n=15$) :

$$h'^3 + 3(l - h)h'^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

On trouve après calcul :

$$h' = 27,89 \text{ cm}$$

La contrainte de compression sur le béton est alors :

$$\sigma_b = \frac{2Nl}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} = 6,82 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 14,17 \text{ MPa}$$

4.4.3.4 VÉRIFICATION DES GOUJONS À LA TRACTION :

La contrainte sollicitant les boulons tendus est :

$$\sigma_a = \frac{Nl - h + \frac{h'}{3}}{A \left(h - \frac{h'}{3} \right)} = 188,48 \text{ MPa} \leq 235 \text{ MPa}$$



4.4.3.5 ÉPAISSEUR DE LA PLATINE :

Vérification dans la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme des contraintes situées à droite de la section.

Donc :

$$M_{11} = b \cdot \frac{e^2}{2} \left(\sigma_b - \frac{\sigma_c}{3} \right)$$

Le module d'inertie de la platine est :

$$\frac{I}{v} = \frac{bt^2}{6}$$

D'où :

$$\sigma = \frac{6M_{11}}{bt^2} \leq \sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$$

Vérification dans la section 2-2 :

Le même raisonnement conduit au moment :

$$M_{22} = \sigma_b \cdot b \cdot \frac{e^2}{2}$$

Et

$$\sigma = \frac{6M_{22}}{b \times t^2} \leq 24 \text{ daN/mm}^2$$

Donc :

$$t \geq \sqrt{\frac{6 \cdot \max(M_{ii})}{b \cdot \sigma_e}}$$

Donc :

$$t \geq 63 \text{ mm}$$

On sélectionne une platine de 65mm d'épaisseur (section 1-1 la plus défavorable).

4.4.3.6 CALCUL DE LA BÊCHE :

4.4.3.6.1 Longueur de la bêche :

La bêche est nécessaire si le frottement entre la platine et le béton n'est pas capable de transmettre l'effort de cisaillement.

Sa longueur doit satisfaire :

$$L = \frac{V}{B \cdot \sigma_{bc}} + 30$$

Donc :

$$L = 145\text{mm}$$

Vérification de l'effort tranchant

Pour l'effort tranchant, on dispose une bêche qui reprendra tout l'effort tranchant.

Caractéristiques de la bêche :

- ✓ Profilé : IPE 180
- ✓ Longueur : 145 mm

4.4.3.7 VÉRIFICATION DE L'ANCRAGE DES GOUJONS :

L'effort admissible par scellement, dans le cas des tiges (goujons) avec crochet, est donné par la formule suivante : (CM66, article 5.123) :

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \varphi / \left(1 + \frac{\varphi}{d_1} \right) (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

Avec :

- g_c : Dosage en ciment du béton = 350kg/m³
- $r = 3\varnothing$
- $l_1 = 20\varnothing$
- $l_2 = 2\varnothing$
- $d = 275\text{mm}$

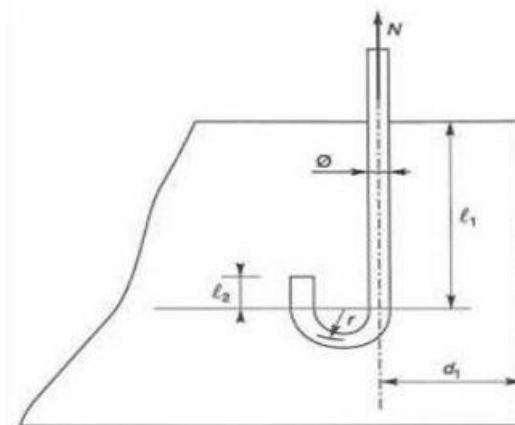


Figure 33: Goujon du pied de poteau

Donc : $N_a = 13,92\text{ T}$

L'effort de traction dans chaque goujon :

$$T = \frac{V}{3} = 1,66 T \leq N_a = 13,77 T$$

4.4.4 VÉRIFICATION DU PIED DE POTEAU ENCASTRÉ AVEC ROBOT :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012	
	Calcul du Pied de Poteau encastré 'Les pieds de poteaux encastrés' de Y.Lescouarc'h(Ed. CTICM)	

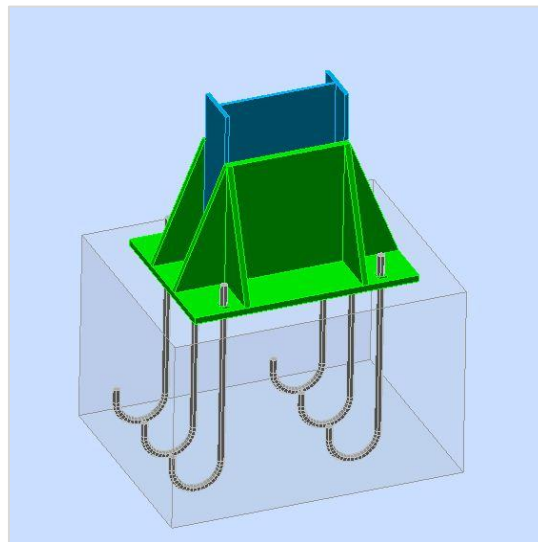


Figure 34: Pied de poteau

**Plaque principale du pied de poteau**

$l_{pd} =$	1000	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	700	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	30	[mm]	Épaisseur

Ancrage

Classe =	4.6		Classe de tiges d'ancrage
d =	33	[mm]	Diamètre du boulon
d0 =	33	[mm]	Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage
nH =	2		Nombre de colonnes des boulons
nv =	3		Nombre de rangées des boulons
Ecartement eHi =	700	[mm]	
Entraxe eVi =	300	[mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

L1 =	100	[mm]
L2 =	725	[mm]
L3 =	218	[mm]
L4 =	60	[mm]

Plaquette

$l_{wd} =$	40	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	48	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	18	[mm]	Épaisseur

BECHE

Profilé :	IPE 180		
hw =	145	[mm]	Hauteur

RAIDISSEUR

lr =	225	[mm]	Longueur
hs =	550	[mm]	Hauteur
ts =	25	[mm]	Épaisseur

Soudure

ap =	14	[mm]	Plaquette principale du pied de poteau
aw =	4	[mm]	Bêche
as =	20	[mm]	Raidisseurs

Efforts**Cas ELU1 1*1,33+2*1,50:**

N =	12 328,33	[daN]	Effort axial
QY =	-18,06	[daN]	Effort tranchant
QZ =	-11 491,29	[daN]	Effort tranchant
MY =	33 811,61	[daN.m]	Moment fléchissant
MZ =	-76,79	[daN.m]	Moment fléchissants

Résultats

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio

1,00

CONCLUSION :

- Platine : $l=1\,000\text{ mm}$ $b=700\text{ mm}$ $t=30\text{ mm}$
- Goujons : 6 boulons $\phi\ 33$ de classe 4.6
 $l_1=100\text{ mm}$ $l_2=725\text{ mm}$ $l_3=218\text{ mm}$ $l_4=60\text{ mm}$

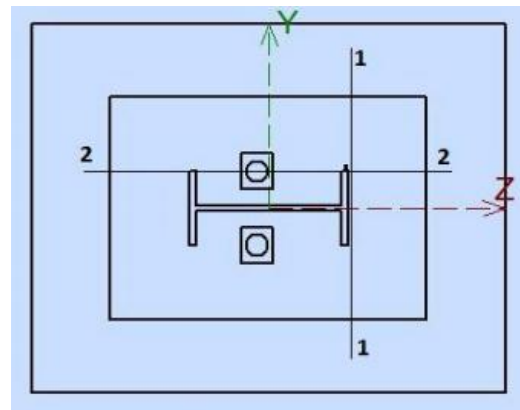
4.4.5 PIED DE POTEAU ARTICULÉ :

Le poteau étudié est le poteau central, il est articulé en pieds. Dans ce cas les platines risquent de se plier suivant les lignes tangentes au contour des poteaux : lignes 1-1 et 2-2. Les portions de tôles situées à l'extérieur de ces lignes sont calculées comme des poutres en porte-à-faux.

Les efforts appliqués au pied de poteau sont :

- ✓ Effort normal : $N=5\,625,26\text{ daN}$
- ✓
- ✓ Effort de soulèvement: $V=-1312,26\text{ daN}$

Figure 35: schéma pied de poteau avec lignes de pliage


4.4.5.1 SURFACE DE LA PLATINE :

La surface de la platine est déterminée par la condition suivante :

$$\sigma = \frac{N}{ab} \leq \bar{\sigma}_b = 80\text{ daN/cm}^2$$

Mais il faut tenir compte des dimensions du profil utilisé pour le potelet.

S'agissant d'un profil IPE 200, alors on prend :

$$b = 300\text{ mm} \quad \text{et} \quad a = 200\text{ mm}$$



4.4.5.2 ÉPAISSEUR DE LA PLATINE :

L'effort à droite de la ligne 1-1 est donné par la formule :

$$F = \sigma \times b \times u$$

Le moment correspondant a pour valeur :

$$M = F \times \frac{u}{2} = \sigma \times b \times \frac{u^2}{2}$$

Le moment doit vérifier la condition :

$$M \leq M_e = \sigma_e \times \frac{I}{V} = \sigma_e \times \frac{bt^2}{6}$$

Avec : M_e est le moment résistant élastique de la platine

Donc l'épaisseur de la platine est:

$$t \geq u \times \sqrt{\frac{3N}{ab\sigma_e}} = 50 \times \sqrt{\frac{3 \times 5\,625,26}{200 \times 300 \times 24}} = 5,41 \text{ mm}$$

On prend : **$t = 15 \text{ mm}$**

4.4.5.3 LES TIGES D'ANCRAGE :

On opte pour deux goujons, un de chaque part pour assurer l'articulation. L'effort admissible par scellement, pour les goujons avec crosse, est donné par la formule suivante (règles CM66 article 5,123) :

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7g_c}{1\,000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

Avec :

- $g_c = 350 \text{ daN/m}^3$;
- $r = 3\phi$;
- $l_1 = 20\phi$;
- $l_2 = 2\phi$;
- $d_1 = 140 \text{ mm}$

On doit vérifier que : $N_g \leq N_a$

Où : $N_g = \frac{V}{2} = 667,76 \text{ daN}$ est l'effort de traction par goujon.

On prend : **$\phi = 33 \text{ mm}$**

Ainsi : **$r = 3\phi = 99 \text{ mm}$; $l_1 = 20\phi = 660 \text{ mm}$; $l_2 = 2\phi = 66 \text{ mm}$**

4.4.5.4 LA BÊCHE :

Un calcul avec le logiciel ROBOT donne une bêche IPE 100 de longueur 100 mm.

4.4.6 VÉRIFICATION AVEC LE LOGICIEL ROBOT :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012 Calcul du Pied de Poteau articulé 'Les pieds de poteaux articulés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)	
		Ratio 0,74

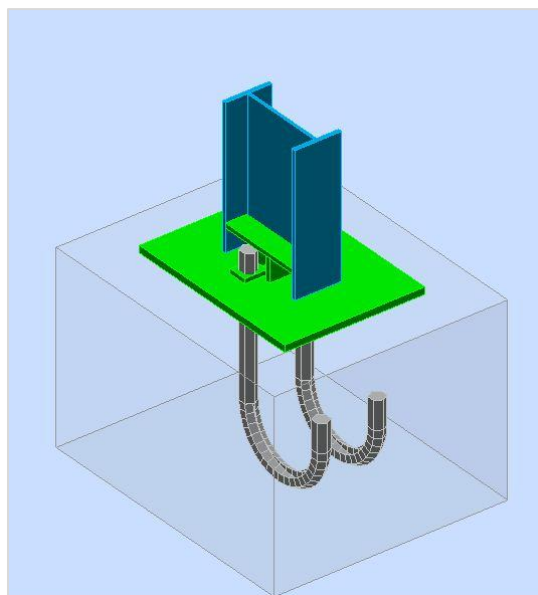


Figure 36: Vue du pied de poteau articulé

Plaque principale DU PIED DE POTEAU

$l_{pd} =$	300	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	200	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	15	[mm]	Épaisseur

PLATINE DE prescellement

$l_{pp} =$	256	[mm]	Longueur
$b_{pp} =$	198	[mm]	Largeur
$t_{pp} =$	5	[mm]	Épaisseur

Ancrage

Classe =	4.6		Classe de tiges d'ancrage
d =	33	[mm]	Diamètre du boulon



Classe =	4.6		Classe de tiges d'ancrage
d_0 =	33	[mm]	Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage
n =	2		Nombre de tiges d'ancrage dans la colonne
e_V =	120	[mm]	Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

L_1 =	50	[mm]
L_2 =	250	[mm]
L_3 =	200	[mm]
L_4 =	60	[mm]

Plaquette

l_{wd} =	40	[mm]	Longueur
b_{wd} =	48	[mm]	Largeur
t_{wd} =	10	[mm]	Épaisseur

Bêche

Profilé :	IPE 100		
h_w =	100	[mm]	Hauteur

Raidisseur

h_r =	50	[mm]	Hauteur
s_r =	60	[mm]	Distance
t_r =	10	[mm]	Épaisseur du raidisseur diagonal
t_{hr} =	10	[mm]	Épaisseur du raidisseur horizontal

Semelle ISOLEE

L =	600	[mm]	Longueur de la semelle
B =	400	[mm]	Largeur de la semelle
H =	400	[mm]	Hauteur de la semelle

Soudures

a_p =	7	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
a_w =	4	[mm]	Bêche
a_s =	15	[mm]	Raidisseurs

Efforts

Cas :	11: ELU1	1*1.33+2*1.50		
N_c =	5625,26	[daN]		Effort axial de compression
N_t =	0,00	[daN]		Effort axial de traction
Q_y =	0,00	[daN]		Effort tranchant
Q_z =	0,00	[daN]		Effort tranchant
$N_{(Qy)}$ =	-5625,26	[daN]		Effort axial



$N_c =$	5625,26	[daN]	Effort axial de compression
$N_{(Qz)} =$	-5625,26	[daN]	Effort axial

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,74
--	-------	------

CONCLUSION :

- Platine : $l= 300\text{ mm}$ $b=200\text{ mm}$ $t=15\text{ mm}$
- Goujons : 2 boulons $\phi 33$ de classe 4.6
 $l_1= 50\text{ mm}$ $l_2= 250\text{ mm}$ $l_3= 200\text{ mm}$ $l_4= 60\text{ mm}$

4.5 CALCUL DES FONDATIONS :

4.5.1 CALCUL DE LA SEMELLE DU POTEAU ENCASTRÉ :

Le rôle de la semelle est d’assurer la transmission des efforts entre la structure métallique et le support béton armé. Pour assurer ce rôle efficacement, il faut procéder au dimensionnement de la semelle au niveau des armatures et au niveau des dimensions.

Les charges appliquées sur la semelle sont :

- Les charges transmises par le poteau :

$$N=12\ 371,71\ daN \quad \text{et} \quad M=33\ 822,50\ daN.m$$

- Le poids propre de la fondation ;
- Le poids propre des terres ;

Les dimensions A et B ont été choisies suite à un calcul itératif vérifiant les conditions :

$$\frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3}{B} \times \frac{M}{N} \right) \leq \bar{\sigma}_{sol} = 2\ bars$$

Et

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 0,7$$

Où : $a = 1050\text{ mm}$ et $b = 1500\text{ mm}$ les dimensions du fut.

Ainsi on prend : $A = 2,5\ m$ et $B = 3,60\ m$

4.5.1.1 CALCUL DE L’EFFORT GLOBAL :

Les efforts appliqués à la fondation sont :

- L’effort normal et le moment:



$$N = 12\,371,71 \text{ daN} \quad \text{et} \quad M = 33\,822,50 \text{ daN.m}$$

- Poids propre de la fondation :

$$P_f = (A \times B \times h_f + a \times b \times h_t) \times 2500 = 30\,346,87 \text{ daN}$$

- Poids propre de la fondation :

$$P_t = (A \times B - a \times b) \times h_t \times 1800 = 11\,360,25 \text{ daN}$$

Avec : $h_f = 1,20 \text{ m}$ et $h_t = 0,85 \text{ m}$

Ainsi la force totale appliquée est :

$$P = N + 1,33 \times (P_f + P_t) = 54\,078,83 \text{ daN}$$

L'excentricité est :

$$e_0 = \frac{M}{P} = 0,62 \text{ m}$$

On a :

$$\frac{B}{6} = 0,60 \text{ m} \leq e_0$$

Donc P est à l'extérieur du noyau central et le diagramme des contraintes est triangulaire.

4.5.1.2 CONDITION DE NON RENVERSEMENT :

Soit x la longueur de la partie comprimée. Par l'équilibre des forces on trouve :

$$x = 3\left(\frac{B}{2} - e_0\right)$$

On a un encastrement, donc on doit s'assurer que la moitié de la semelle est comprimée :

$$x \geq \frac{B}{2}$$

En utilisant les deux conditions, on obtient : $B \geq 3e_0$

Dans notre cas, on a : $B = 3,60 \text{ m} \geq 3e_0 = 1,86 \text{ m}$

Donc la condition de non renversement est bien vérifiée.

4.5.1.3 CONDITION DE LA RÉSISTANCE DU SOL :

On a $e_0 \geq \frac{B}{6}$ la section est partiellement comprimée, donc il faut vérifier :

$$\frac{2P}{3\left(\frac{B}{2} - e_0\right)A} \leq 1,33 \bar{\sigma}_{sol}$$

On a :



$$\frac{2 \times 54\,078,83}{3 \left(\frac{3,60}{2} - 0,62 \right) \times 2,50} = 12\,221,20 \text{ daN/m}^2 \leq 1,33 \bar{\sigma}_{sol} = 26\,600 \text{ daN}$$

La condition de la résistance du sol est donc vérifiée.

4.5.1.4 CALCUL DES ARMATURES :

On est dans le cas : $e_0 \geq \frac{b}{6}$ ou $e_0 \geq \frac{B}{24}$

i. Armatures parallèles au côté A :

Le moment est nul dans cette direction, donc la section des armatures, calculée par la méthode des bielles, est donnée par la formule :

$$A_a = P \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \left(\frac{A - a}{8 d \bar{\sigma}_s} \right)$$

Avec : $d = 0,90h = 0,90 \times 1,2 = 1,08 \text{ m}$

Et $\bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$ fissurations préjudiciables.

Soit :

$$A_a = 54\,078,83 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,62}{3,60} \right) \left(\frac{2,5 - 1,05}{8 \times 1,08 \times 202} \right) \times 10^{-1} = 6,81 \text{ cm}^2$$

On prend : **15T8 espacés de 25 cm**

ii. Armatures parallèles au côté B :

- Moment M_1 :

D'abord on calcule le moment résultant M_1 :

$$M_1 = A \left(\frac{B}{2} - 0,35 \times b \right)^2 \left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_M}{6} \right)$$

On est dans le cas d'un diagramme triangulaire, donc :

$$\sigma_M = \frac{2P}{3 \left(\frac{B}{2} - e_0 \right) A} = \frac{2 \times 54\,078,83}{3 \left(\frac{3,60}{2} - 0,62 \right) \times 2,50} = 12\,221,20 \text{ daN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{B + 0,35 \times b - 3e_0}{3 \left(\frac{B}{2} - e_0 \right) A} \sigma_M = \frac{3,60 + 0,35 \times 1,5 - 3 \times 0,62}{3 \left(\frac{3,60}{2} - 0,62 \right) \times 2,5} \sigma_M = 3\,127,80 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Par suite : } M_1 = 2,50 \times \left(\frac{3,60}{2} - 0,35 \times 1,50 \right)^2 \left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_M}{6} \right) = 18\,674,50 \text{ daN.m}$$

S

- Armatures A_b :

Les armatures A_b sont par les règles BAEL 91 pour équilibrer le moment M_1 :



$$\mu = \frac{M_1}{Ad^2 \times 0,85 f_{c28} / \gamma_b} = 0,004$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,005$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 1,077 \text{ m}$$

$$A_b = \frac{M_1}{Z f_e / \gamma_s} = 3,98 \text{ cm}^2$$

On prend : **11T8 espacés de 24 cm**

4.5.2 CALCUL DE LA SEMELLE DU POTEAU ARTICULÉ:

Les charges appliquées sur la semelle sont :

- Les charges transmises par le poteau : $N=5\,625,26 \text{ daN}$
- Le poids propre de la fondation ;
- Le poids propre des terres ;

Les dimensions A et B ont été choisies pour vérifier les conditions :

$$\frac{N}{AB} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar} \quad \text{Et} \quad \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 0,67$$

Où $a = 400 \text{ mm}$ et $b = 600 \text{ mm}$: les dimensions du fut.

Ainsi on prend : $A = 0,60 \text{ m}$ et $B = 0,90 \text{ m}$

4.5.2.1 CALCUL DE L'EFFORT GLOBAL :

Les efforts appliqués à la fondation sont :

- L'effort normal : $N = 5\,625,26 \text{ daN}$
- Poids propre de la fondation :
$$P_f = (A \times B \times h_f + a \times b \times h_t) \times 2500 = 1\,320 \text{ daN}$$
- Poids propre de la fondation :

$$P_t = (A \times B - a \times b) \times h_t \times 1800 = 216 \text{ daN}$$

Avec : $h_f = 0,80 \text{ m}$ et $h_t = 0,40 \text{ m}$

Ainsi la force totale appliquée est : $P = N + 1,33 \times (P_f + P_t) = 7\,668,14 \text{ daN}$

4.5.2.2 CALCUL DES ARMATURES :

i. Armatures parallèles au côté A :

La section des armatures, calculée par la méthode des bielles, est donnée par la formule :



$$A_A = P \frac{(A - a)}{8d_A \bar{\sigma}_s}$$

Où : $d_A = 0,35m$

Et $\bar{\sigma}_s = 202 MPa$: fissurations préjudiciables

Soit :

$$A_A = 7\,668,14 \times \frac{(0,60 - 0,40)}{8 \times 0,35 \times 202} \times 10^{-1} = 0,26 \text{ cm}^2$$

On prend : **5T8 espacés de 20 cm**

ii. Armatures parallèles au côté B :

La section des armatures est donnée par la formule :

$$A_B = P \frac{(B - b)}{8d_B \bar{\sigma}_s}$$

Où : $d_B = 0,40 m$

Et $\bar{\sigma}_s = 202 MPa$: fissurations préjudiciables

Soit :

$$A_B = 7\,668,14 \times \frac{(0,90 - 0,60)}{8 \times 0,60 \times 202} \times 10^{-1} = 0,24 \text{ cm}^2$$

On prend : **4T8 espacés de 17 cm**



4.6 CONCLUSION :

Traverse		IPE 450
Poteau		IPE 550
Panne		IPE 160
Panne sablière		IPE 180
Potelet		IPE 200
Poutre au vent		Montants de rive: HAE 140
		Montants centraux : HEA 120
		Diagonales: L50x6
Palée de stabilité		L 60x4
Jarret	Dimension de la patine	981x180x20
	Longueur	3000
	Hauteur	400
	Nombre de boulons	16 \varnothing 20
Clé de faitage	Dimension de la patine	840x180x20
	Longueur	1500
	Hauteur	400
	Nombre de boulons	14 \varnothing 20
Pied de poteau encastré	Dimension de la platine	1000x700x30
	Nombre de goujons	6 \varnothing 33
	Bêche	IPE180
	Longueur de la bêche	145
Pied de poteau articulé	Dimension de la platine	200x300x15
	Nombre de goujons	2 \varnothing 20
	Bêche	IPE100
	Longueur de la bêche	100

Tableau 19:Récapitulatif des résultats obtenus pour la première variante



5 VARIANTE 2 : PORTIQUE AVEC FERMES EN TREILLIS



I.1 GÉNÉRALITÉS SUR LES STRUCTURES EN TREILLIS :

Les fermes à treillis constituent un type particulier d'élément porteur de la toiture des halles. Elles constituent souvent la solution la plus légère pour réaliser les traverses des cadres. Elles sont utilisées généralement pour de grandes portées, mais peuvent également convenir pour des portées plus faibles. Ces fermes sont constituées :

- D'une membrure supérieure (arbalétrier)
- D'une membrure inférieure (entrait)
- D'une âme à treillis, constitué d'éléments verticaux (montants) et obliques (diagonales).

Leurs coût est supérieur aux profils à âme pleine. Pourtant, elles sont beaucoup plus performant techniquement que des profils pleins, leurs rendement est assez proche de 1 et elles consomment un minimum d'acier. Mais elles exigent des temps de main-d'œuvre importants pour le découpage des éléments et des goussets et le boulonnage des nombreux assemblages.

Dans une ferme à treillis, la liaison entre les différentes barres représente un élément essentiel de la structure. Un soin particulier doit être apporté à la conception des nœuds et des assemblages, qui doivent être simples et facilement réalisable. En effet, le choix des détails de construction a une influence économique déterminante, le coût de la main-d'œuvre représente plus de la moitié du coût total d'une poutre à treillis. Il y a plusieurs types de nœuds de fermes à treillis :

- *Construction légère* : système économique, utilisation rationnelle des cornières du point de vue statique.
- *Construction à gousset* : membrure constitué d'un profilé laminé, les diagonales sont boulonnées à des goussets soudés en atelier ; système pour des treillis fortement sollicités.

5.1 CONCEPTION :

Le treillis le plus optimale pour une structure en acier serait un treillis où le plus des éléments seraient en traction. Nous avons choisi des fermes américaines de forme trapézoïdale puisque ce treillis a la particularité de n'avoir que de la traction dans ses barres obliques.

Dans la conception des membrures nous avons opté pour des profils de type UPN,



alors que pour les montants nous avons choisi des profils en I. Les diagonales sont constituées d'éléments jumelés (doubles cornières) afin d'éviter toute dissymétrie.

5.2 MODÉLISATION SUR ROBOT :

Les calculs des poutres à treillis sont établis sur la base d'hypothèses simplificatrices, notamment :

- Les barres constituant la ferme à treillis sont considérées comme articulées aux nœuds.
- Les barres sont considérées comme rigides et indéformables.

i. Poteaux :

Les poteaux, encastés en pied, sont des profils en I. Puisqu'ils sont fixés sur des chaînages espacés de $2,47\text{ m}$, nous avons pris alors une longueur de flambement autour de l'axe Z égale à $2,47\text{ m}$.

La longueur de la barre aboutissante, pour le calcul de la rigidité, est égale à 30 m .

ii. Membrures supérieures et inférieures:

Les fermes sont liées entre elles par des ciseaux (cornières) pour éviter le voilement et le déplacement des membrures sous l'effet du vent. Ces ciseaux sont espacés de $4,50\text{ m}$ nous avons pris, donc une longueur de flambement autour de l'axe Y égale à $4,50\text{ m}$.

Puisque l'entraxe des pannes est égale à $1,50\text{ m}$; la longueur de flambement de la membrure supérieure autour de l'axe Z est égale à $1,50\text{ m}$. Pour les membrures inférieures, cette longueur est égale à $1,50\text{ m}$ car l'espacement des montants est de $1,50\text{ m}$.

iii. Montants et diagonales:

Les montants sont soumis à la compression. Puisqu'ils sont de faible longueur on peut négliger le phénomène de flambement.

Les diagonales sont en traction donc il n'y a pas risque de flambement

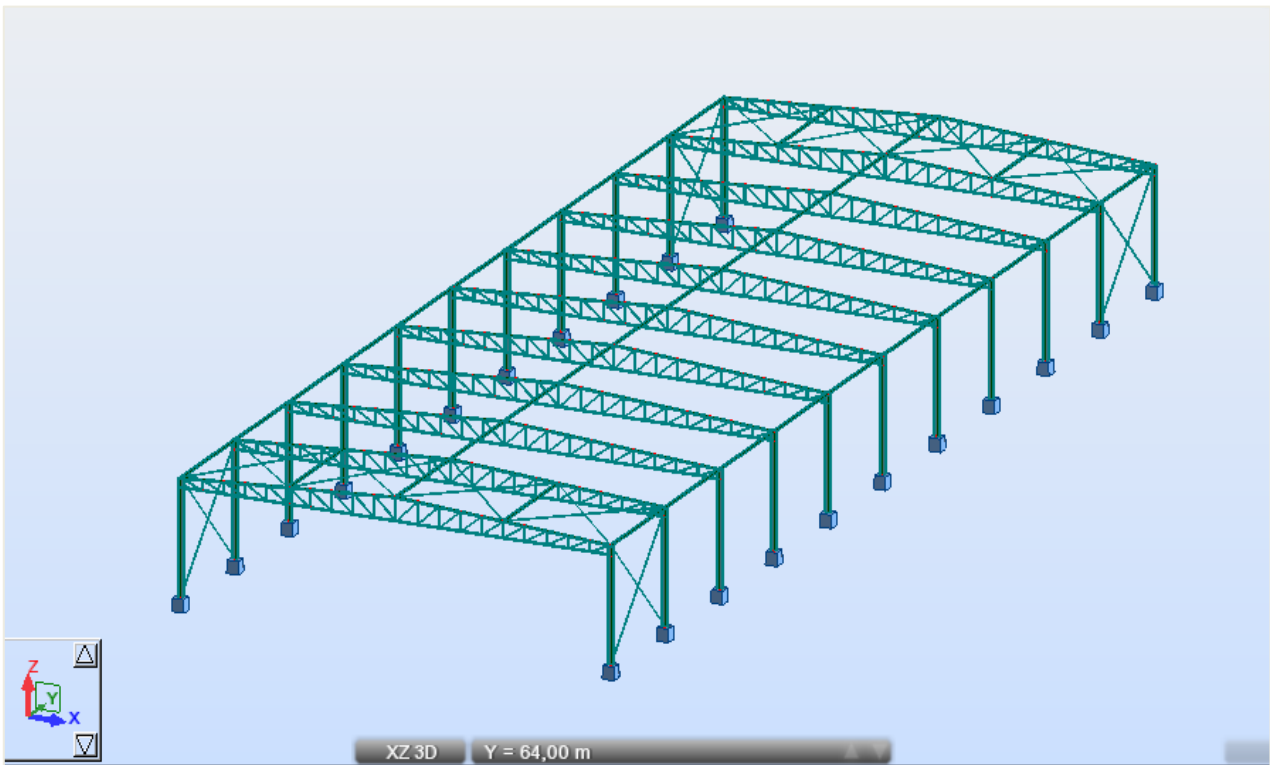


Figure 37: Vue de la structure

5.3 DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS DE LA STRUCTURE :

Les calculs sont faits avec le logiciel Autodesk Robot Structur Analysis Professional 2012. Les résultats sont donnés dans les notes de calcul suivantes :

5.3.1 MEMBRURES SUPÉRIEURES :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *CM66*

TYPE D'ANALYSE : *Dimensionnement des familles avec optimisation*

FAMILLE : *1 Membrures _ supérieures*

PIECE : *400 Membrane_sup_CM66_400*

POINT : *1*

COORDONNEE : *x = 0.10 L = 1.50 m*



CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 11 ELU1 1*1.33+2*1.50

MATERIAU :

ACIER $f_y = 23.50 \text{ daN/mm}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION : UPN 220

ht=22.0 cm

bf=8.0 cm

ea=0.9 cm

es=1.3 cm

$A_y = 20.00 \text{ cm}^2$

$I_y = 2690.00 \text{ cm}^4$

$W_{ely} = 244.55 \text{ cm}^3$

$A_z = 19.80 \text{ cm}^2$

$I_z = 197.00 \text{ cm}^4$

$W_{elz} = 33.62 \text{ cm}^3$

$A_x = 37.40 \text{ cm}^2$

$I_x = 16.00 \text{ cm}^4$

CONTRAINTES :

$\text{SigN} = 45268.64/37.40 = 12.10 \text{ daN/mm}^2$

$\text{SigFy} = 0.58/244.55 = 0.00 \text{ daN/mm}^2$

$\text{SigFz} = 109.83/33.62 = 3.27 \text{ daN/mm}^2$



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

$L_y = 4.50 \text{ m}$

$L_{fy} = 4.50 \text{ m}$

$\text{Lambda } y = 53.06$

$\text{Muy} = 6.08$

$k_{ly} = 1.06$

$k_{Fy} = 1.32$

$L_z = 1.50 \text{ m}$

$L_{fz} = 1.50 \text{ m}$

$\text{Lambda } z = 65.36$

$\text{Muz} = 4.01$

$k_{lz} = 1.11$

$k_{Fz} = 1.57$

FORMULES DE VERIFICATION :

$k_1 * \text{SigN} + k_{Fy} * \text{SigFy} + k_{Fz} * \text{SigFz} = 1.11 * 12.10 + 1.32 * 0.00 + 1.57 * 3.27 = 18.58 < 23.50 \text{ daN/mm}^2$

(3.731)

$1.54 * \text{Tau}_y = |1.54 * -0.27| = |-0.41| < 23.50 \text{ daN/mm}^2 \quad (1.313)$

$1.54 * \text{Tau}_z = |1.54 * -0.00| = |-0.00| < 23.50 \text{ daN/mm}^2 \quad (1.313)$

Profil correct !!!



5.3.2 MEMBRURES INFÉRIEURES :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles avec optimisation

FAMILLE : 2 Membrures _ inférieures

PIECE: 401 Membrane_inf_CM66_401 POINT : 1 COORDONNEE : $x = 0.95 L = 28.50 \text{ m}$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 11 ELU1 $1*1.33+2*1.50$

MATERIAU :

ACIER $f_y = 23.50 \text{ daN/mm}^2$ 

PARAMETRES DE LA SECTION : UPN 200

ht=20.0 cm

bf=7.5 cm	$A_y=17.25 \text{ cm}^2$	$A_z=17.00 \text{ cm}^2$	$A_x=32.20 \text{ cm}^2$
ea=0.9 cm	$I_y=1910.00 \text{ cm}^4$	$I_z=148.00 \text{ cm}^4$	$I_x=11.90 \text{ cm}^4$
es=1.1 cm	$W_{ely}=191.00 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=26.96 \text{ cm}^3$	

CONTRAINTES : $\text{SigN} = 42596.54/32.20 = 13.23 \text{ daN/mm}^2$
 $\text{SigFy} = 1.83/191.00 = 0.01 \text{ daN/mm}^2$
 $\text{SigFz} = 54.16/26.96 = 2.01 \text{ daN/mm}^2$



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

$L_y=4.50 \text{ m}$ $\mu_{uy}=4.59$
 $L_{fy}=4.50 \text{ m}$ $k_{ly}=1.09$
 $\text{Lambda } y=58.43$ $k_{Fy}=1.47$



en z :

$L_z=1.50 \text{ m}$ $\mu_{uz}=3.20$
 $L_{fz}=1.50 \text{ m}$ $k_{lz}=1.16$
 $\text{Lambda } z=69.97$ $k_{Fz}=1.82$

FORMULES DE VERIFICATION :

 $k_1 * \text{SigN} + k_{Fy} * \text{SigFy} + k_{Fz} * \text{SigFz} = 1.16 * 13.23 + 1.47 * 0.01 + 1.82 * 2.01 = 18.98 < 23.50 \text{ daN/mm}^2 \text{ (3.731)}$
 $1.54 * \text{Tau}_y = |1.54 * -0.01| = |-0.01| < 23.50 \text{ daN/mm}^2 \text{ (1.313)}$
 $1.54 * \text{Tau}_z = |1.54 * -0.00| = |-0.00| < 23.50 \text{ daN/mm}^2 \text{ (1.313)}$
Profil correct !!!



5.3.3 DIAGONALES :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles avec optimisation

FAMILLE : 5 Diagonales

PIECE : 324 Diagonale_CM66_324

POINT : 3

COORDONNEE : $x = 1.00$ $L = 2.06$ m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 49 SIS8 (1+37)*1.00+2*0.20

MATERIAU :

ACIER $f_y = 23.50$ daN/mm²



PARAMETRES DE LA SECTION : DCED 60x7

ht=6.0 cm

bf=12.7 cm

Ay=6.48 cm²

Az=6.48 cm²

Ax=13.82 cm²

ea=0.6 cm

Iy=45.60 cm⁴

Iz=103.00 cm⁴

Ix=1.79 cm⁴

es=0.6 cm

Wely=10.60 cm³

Welz=16.22 cm³

CONTRAINTES : $\text{SigN} = 1526.98/13.82 = 1.11$ daN/mm²

$\text{SigFy} = -0.00/26.82 = -0.00$ daN/mm²

$\text{SigFz} = 358.86/16.22 = 22.12$ daN/mm²



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

$\text{SigN} + kFy*\text{SigFy} + kFz*\text{SigFz} = 1.11 + 1.00*-0.00 + 1.00*22.12 = 23.23 < 23.50$ daN/mm² (3.731)

$1.54*\text{Tauy} = 1.54*0.34 = 0.52 < 23.50$ daN/mm² (1.313)

$1.54*\text{Tauz} = 1.54*0.01 = 0.02 < 23.50$ daN/mm² (1.313)

Profil correct !!!



5.3.4 MONTANTS DE RIVE :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles avec optimisation

FAMILLE : 11 Montants _ de _ Rive

PIECE : 402 Montant_CM66_402 POINT : 3 COORDONNEE : x = 1.00 L = 0.69 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 11 ELU1 1*1.33+2*1.50

MATERIAU :

ACIER $f_y = 23.50 \text{ daN/mm}^2$ 

PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 140

ht=14.0 cm

bf=7.3 cm $A_y=10.07 \text{ cm}^2$ $A_z=6.58 \text{ cm}^2$ $A_x=16.43 \text{ cm}^2$ ea=0.5 cm $I_y=541.22 \text{ cm}^4$ $I_z=44.92 \text{ cm}^4$ $I_x=2.46 \text{ cm}^4$ es=0.7 cm $W_{ely}=77.32 \text{ cm}^3$ $W_{elz}=12.31 \text{ cm}^3$ CONTRAINTES : $\text{SigN} = 11332.47/16.43 = 6.90 \text{ daN/mm}^2$ $\text{SigFz} = 167.62/12.31 = 13.62 \text{ daN/mm}^2$ 

PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

 $L_y=0.69 \text{ m}$ $M_{uy}=207.91$ $L_z=0.69 \text{ m}$ $M_{uz}=17.26$ $L_{fy}=0.69 \text{ m}$ $k_{ly}=1.00$ $L_{fz}=0.69 \text{ m}$ $k_{lz}=1.02$ $\text{Lambda } y=12.02$ $\text{Lambda } z=41.73$ $k_{Fz}=1.10$

FORMULES DE VERIFICATION :

 $k_1 \cdot \text{SigN} + k_{Fz} \cdot \text{SigFz} = 1.02 \cdot 6.90 + 1.10 \cdot 13.62 = 21.97 < 23.50 \text{ daN/mm}^2 \text{ (3.521)}$ $1.54 \cdot \text{Tau}_y = |1.54 \cdot -0.46| = |-0.72| < 23.50 \text{ daN/mm}^2 \text{ (1.313)}$ **Profil correct !!!**

5.3.5 MONTANTS CENTRAUX :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles avec optimisation

FAMILLE : 4 Montants _ Centraux

PIECE : 403 Montant_CM66_403 POINT : 3 COORDONNEE : x = 1.00 L = 0.78 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 11 ELU1 1*1.33+2*1.50

MATERIAU :

ACIER $f_y = 23.50 \text{ daN/mm}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 100

ht=10.0 cm

bf=5.5 cm	Ay=6.27 cm ²	Az=4.10 cm ²	Ax=10.32 cm ²
ea=0.4 cm	Iy=171.01 cm ⁴	Iz=15.92 cm ⁴	Ix=1.21 cm ⁴
es=0.6 cm	Wely=34.20 cm ³	Welz=5.79 cm ³	

CONTRAINTES : $\text{SigN} = 8900.18/10.32 = 8.62 \text{ daN/mm}^2$
 $\text{SigFz} = 50.19/5.79 = 8.67 \text{ daN/mm}^2$



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

L _y =0.78 m	Mu _y =65.46
L _{fy} =0.78 m	k _{ly} =1.00
Lambda y=19.16	



en z :

L _z =0.78 m	Mu _z =6.09
L _{fz} =0.78 m	k _{lz} =1.06
Lambda z=62.80	kFz=1.32

FORMULES DE VERIFICATION :

$k_1 * \text{SigN} + k_{Fz} * \text{SigFz} = 1.06 * 8.62 + 1.32 * 8.67 = 20.64 < 23.50 \text{ daN/mm}^2 \quad (3.521)$

$1.54 * \text{Tau}_y = |1.54 * -0.20| = |-0.31| < 23.50 \text{ daN/mm}^2 \quad (1.313)$

Profil correct !!!

5.3.6 POTEAUX :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles avec optimisation

FAMILLE : 3 Poteaux

PIECE : 556 Poteau_de_rive_CM66_556 POINT : 3 COORDONNEE : $x = 0.92 L = 6.80$ m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 17 ELU7 $1*1.33+(2+4)*1.42$

MATERIAU :

ACIER $f_y = 23.50$ daN/mm²

PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 400

ht=40.0 cm

bf=18.0 cm

ea=0.9 cm

es=1.4 cm

Ay=48.60 cm²Iy=23128.40 cm⁴Wely=1156.42 cm³Az=34.40 cm²Iz=1317.82 cm⁴Welz=146.42 cm³Ax=84.46 cm²Ix=46.80 cm⁴

CONTRAINTES :

SigN = $11141.55/84.46 = 1.32$ daN/mm²SigFy = $22897.31/1156.42 = 19.80$ daN/mm²SigFz = $0.57/146.42 = 0.00$ daN/mm²

PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z=1.00

ID_sup=0.81 m

B=1.00

C=1.88

D=1.01

kD=1.00

Sig D=6.25 daN/mm²

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

Ly=7.40 m

Lfy=14.25 m

Lambda y=86.11

Muy=21.19

k1y=1.02

kFy=1.08



en z :

Lz=2.46 m

Lfz=2.46 m

Lambda z=62.28

Muz=40.51

k1z=1.01

kFz=1.04

FORMULES DE VERIFICATION :



 $k1 * SigN + kD * kFy * SigFy + kFz * SigFz = 1.02 * 1.32 + 1.00 * 1.08 * 19.80 + 1.04 * 0.00 = 22.69 < 23.50$ daN/mm²

(3.731)

 $1.54 * Tau_y = |1.54 * -0.00| = |-0.00| < 23.50$ daN/mm² (1.313) $1.54 * Tau_z = 1.54 * 1.56 = 2.41 < 23.50$ daN/mm² (1.313)**Profil correct !!!**

5.4 CALCUL DU PIED DE POTEAU :

Le calcul du pied de poteau est effectué par le logiciel Robot Millenium, nous avons trouvé les résultats suivants :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012 Calcul du Pied de Poteau encastré 'Les pieds de poteaux encastrés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)	
		Ratio 0,95

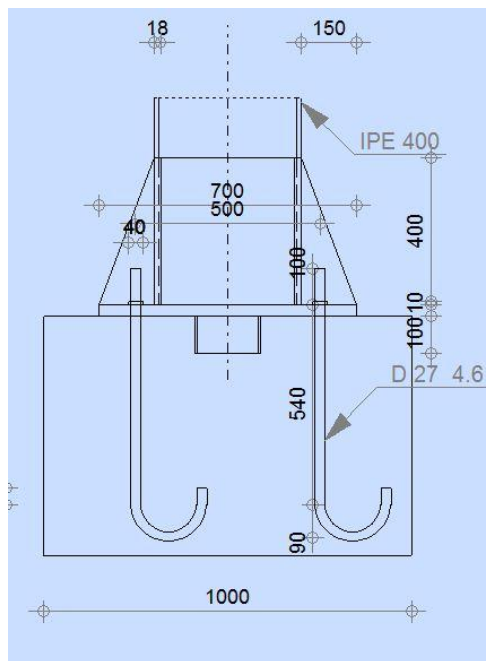


Figure 38: Vue du pied de poteau encastré de a 2ème variante

Plaque principale du pied de poteau

$l_{pd} =$	700	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	380	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	30	[mm]	Epaisseur

Ancrage

Classe =	4 . 6		Classe de tiges d'ancrage
$d =$	27	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	27	[mm]	Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage
$n_H =$	2		Nombre de colonnes des boulons



Ancrage

Classe =	4.6		Classe de tiges d'ancrage
$n_V =$	3		Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	500	[mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	150	[mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	100	[mm]
$L_2 =$	540	[mm]
$L_3 =$	180	[mm]
$L_4 =$	45	[mm]

Plaquette

$l_{wd} =$	40	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	48	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	10	[mm]	Épaisseur

Bêche

Profilé :	IPE 180		
$h_w =$	100	[mm]	Hauteur

Raidisseur

$l_r =$	150	[mm]	Longueur
$h_s =$	400	[mm]	Hauteur
$t_s =$	18	[mm]	Épaisseur

Soudures

$a_p =$	10	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	4	[mm]	Bêche
$a_s =$	15	[mm]	Raidisseurs

Efforts

Cas :	13	: ELU	$7 \cdot 1 \cdot 1.33 + 2 \cdot 1.42 + 4 \cdot 1.42$	
$N =$	-11332,02	[daN]		Effort axial
$Q_y =$	0,00	[daN]		Effort tranchant
$Q_z =$	4949,97	[daN]		Effort tranchant
$M_y =$	-16219,16	[daN*m]		Moment fléchissant
$M_z =$	0,00	[daN*m]		Moment fléchissant

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio

0,95

**CONCLUSION :**

- Platine : $l=700\text{ mm}$ $b=380\text{ mm}$ $t=30\text{ mm}$
- Goujons : 6 boulons $\phi 27$ de classe 4.6
 $l_1=100\text{ mm}$ $l_2=540\text{ mm}$ $l_3=180\text{ mm}$ $l_4=45\text{ mm}$

5.5 CALCUL DE LA FONDATION :

Les charges appliquées sur la semelle sont :

- ✓ Les charges transmises par le poteau : $N=11\,332,02\text{ daN}$ et $M=16\,219,16\text{ daN.m}$
- ✓ Le poids propre de la fondation ;
- ✓ Le poids propre des terres ;

Les dimensions A et B doivent vérifier les conditions :

$$\frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3}{B} \times \frac{M}{N} \right) \leq \bar{\sigma}_{sol} = 2\text{ bars} \quad \text{Et} \quad \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 0,54$$

Avec : $a = 540\text{ mm}$ et $b = 1000\text{ mm}$ les dimensions du fut

Ainsi on prend : $A = 1,90\text{ m}$ et $B = 3,50\text{ m}$

5.5.1 CALCUL DE L'EFFORT GLOBAL :

Les efforts appliqués à la fondation sont:

- L'effort normal et le moment: $N=11\,332,02\text{ daN}$ et $M=16\,219,16\text{ daN.m}$ Poids propre de la fondation:

$$P_f = (A \times B \times h_f + a \times b \times h_t) \times 2500 = 17\,435\text{ daN}$$

- Poids propre de la fondation : $P_t = (A \times B - a \times b) \times h_t \times 1800 = 6\,598,8\text{ daN}$
Avec : $h_f = 0,90\text{ m}$ et $h_t = 0,60\text{ m}$

Ainsi la force totale appliquée est : $P = N + 1,33(P_f + P_t) = 43\,296,97\text{ daN}$

L'excentricité est : $e_0 = \frac{M}{P} = 0,37\text{ m}$

On a: $\frac{B}{6} = 0,58\text{ m} \geq e_0$

Donc P est à l'intérieur du noyau central et le diagramme des contraintes est trapézoïdal.



5.5.2 CONDITION DE NON RENVERSEMENT :

L'effort global est à l'intérieur du noyau central (la section est totalement comprimée) donc il n'y a pas risque de renversement de la semelle.

5.5.3 CONDITION DE LA RÉSISTANCE DU SOL :

On a $e_0 \leq \frac{B}{6}$ la section est entièrement comprimée, donc il faut vérifier :

$$\frac{P}{AB} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Soit :

$$\frac{43\,296,97}{1,90 \times 3,50} \left(1 + \frac{3 \times 0,37}{3,50} \right) = 8\,575,68 \text{ daN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 20\,000 \text{ daN}$$

La condition de la résistance du sol est donc vérifiée.

5.5.4 CALCUL DES ARMATURES :

On est dans le cas : $e_0 \geq \frac{b}{6}$ ou $e_0 \geq \frac{B}{24}$

i. Armatures parallèles au côté A :

Le moment est nul dans cette direction, donc la section des armatures est donnée par :

$$A_a = P \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \left(\frac{A-a}{8 d \bar{\sigma}_s} \right)$$

Avec : $d = 0,90h = 0,90 \times 0,90 = 0,81 \text{ m}$

Et $\bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$ fissurations préjudiciables.

Soit :

$$A_a = 43\,296,97 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,37}{3,50} \right) \left(\frac{1,90 - 0,54}{8 \times 0,81 \times 202} \right) \times 10^{-1} = 5,92 \text{ cm}^2$$

On prend : **15T8 espacés de 24 cm**

ii. Armatures parallèles au côté B :

D'abord on calcule le moment résultant M_1 à l'aide de la formule :

$$M_1 = A \left(\frac{B}{2} - 0,35 \times b \right)^2 \left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_M}{6} \right)$$

On est dans le cas d'un diagramme triangulaire, donc :

$$\sigma_1 = \frac{P}{AB} \left(1 + \frac{4,2be_0}{B^2} \right) = \frac{43\,296,97}{1,90 \times 3,50} \left(1 + \frac{4,2 \times 1 \times 0,37}{3,50^2} \right) = 7\,336,76 \text{ daN/m}^2$$

$$\sigma_M = \frac{P}{AB} \left(1 + \frac{6e_0}{B} \right) = \frac{43\,296,97}{1,90 \times 3,50} \left(1 + \frac{6 \times 0,37}{3,50} \right) = 10\,640,54 \text{ daN/m}^2$$



Par suite : $M_1 = 1,90 \times \left(\frac{3,50}{2} - 0,35 \times 1\right)^2 \left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_M}{6}\right) = 17\,762,14 \text{ daN.m}$

- Armatures A_b :

Les armatures A_b sont calculées par les règles BAEL 91 pour équilibrer le moment M_1 :

$$\mu = \frac{M_1}{Ad^2 \times 0,85 f_{c28} / \gamma_b} = 0,002$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0025$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,809 \text{ m}$$

$$A_b = \frac{M_1}{Z f_e / \gamma_s} = 5,05 \text{ cm}^2$$

On prend : **11T8 espacés de 18 cm**



5.6 CONCLUSION :

Membrure supérieure	UPN 220	
Membrure inférieure	UPN 200	
Montant de rive	IPE 140	
Montant central	IPE 100	
Diagonale	2L 60x7	
Poteau	IPE 400	
Panne	IPE 160	
Panne sablière	IPE 180	
Poutre au vent	Montants de rive: HEA140	
	Montants centraux: HEA120	
	Diagonales: L50x6	
Palée de stabilité	L 60x4	
Pied de poteau encastré	Dimension de la platine	700x380x30
	Nombre de goujons	6 ϕ 27
	Bêche	IPE180
	Longueur de la bêche	100

Tableau 20: Récapitulatif des résultats obtenus pour la deuxième variante



6 VARIANTE 3 : PORTIQUE AVEC POTEAU BÉTON ARMÉ



6.1 JUSTIFICATION DE LA VARIANTE

Cette variante se caractérise par des portiques constitués de fermes à treillis et de poteaux en béton armé. Elle associe deux matériaux de nature et de propriétés différentes :

- ✓ Le béton pour résister à la compression ;
- ✓ L'acier pour résister aux efforts de traction et de compression et aux efforts tranchants.

La combinaison de ces deux matériaux permet d'obtenir une construction très solide et résistante et qui ne demande pas trop d'entretien.

Ce type de structure offre de nombreux avantages: la présence du béton armé qui permet d'améliorer fortement la résistance et la stabilité des éléments en acier, aussi bien pour les charges normalement appliquées aux structures que pour des actions accidentelles, telles que l'incendie ou l'action sismique. Le béton assure également la bonne durabilité des structures grâce à sa résistance à l'usure, au feu, au vent, aux vibrations et aux séismes.

Par ailleurs, la présence de l'acier permet une utilisation optimale des espaces grâce aux grandes portées et aux sections réduites des éléments, ainsi que la facilité et la rapidité de l'exécution.

6.2 CONCEPTION:

Pour la ferme à treillis, nous allons conserver la même conception que celle de la 2^{ème} variante. Pour les poteaux en béton armé, nous allons choisir des poteaux de section 40x60 pour éviter le risque d'avoir un grand élancement ou des déplacements importants.

6.3 MODÉLISATION SUR ROBOT :

6.3.1 TRAVERSE :

Les paramètres de flambement et de déversement de la traverse en treillis restent les mêmes que ceux de la 2^{ème} variante.

6.3.2 POTEAU:

Nous avons calculé d'abord les charges transmises, par les traverses, au poteau :

- Le poids propre de la ferme à treillis : 941 daN.



- Le poids propre des pannes : 1320 daN.
- La charge permanente : 3480 daN.
- La surcharge Q : 2400 daN.

Donc : $G = 5\,741\ daN$ et $Q = 2\,400\ daN$

En plus de la charge du vent (calculé dans le chapitre 3)

Concernant le coefficient de flambement K, nous avons pris $K=1$ suivant la direction Z, et $K=2$ suivant la direction Y.

6.4 DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS DE LA STRUCTURE :

Les calculs sont effectués avec le logiciel Autodesk Robot Structur Analysis Professional 2012. Nous avons obtenu les résultats suivant:

6.4.1 TRAVERSE :

Nous avons trouvé les mêmes résultats que ceux de la 2^{ème} variante.

6.4.2 POTEAU:

Les résultats sont donnés dans la note de calcul suivante :

1 Poteau : Poteau1 Nombre : 1

1.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 25$ (MPa) Poids volumique = 2501,36 (kG/m³)
- Aciers longitudinaux : type HA 500 $f_e = 500$ (MPa)
- Aciers transversaux : type HA 500 $f_e = 500$ (MPa)

1.2 Géométrie :

- 2.2.1 Rectangle 40,0 x 60,0 (cm)
- 2.2.2 Epaisseur de la dalle = 0,00 (m)
- 2.2.3 Sous dalle = 6,80 (m)
- 2.2.4 Sous poutre = 6,80 (m)
- 2.2.5 Enrobage = 3,0 (cm)

1.3 Hypothèses de calcul :

- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Tenue au feu : forfaitaire
- Prédimensionnement : non



- Prise en compte de l'élançement : oui
- Compression : avec flexion
- Cadres arrêtés : sous plancher
- Plus de 50% des charges appliquées : après 90 jours

1.4 Résultats théoriques :

1.4.1 Analyse à l'ELU

Combinaison défavorable : COMB3 (B)

Efforts sectionnels:

$$N_{sd} = 5741,00 \text{ (daN)} \quad M_{sdy} = -19050,56 \text{ (daN}\cdot\text{m)} \quad M_{sdz} = 0,00 \text{ (daN}\cdot\text{m)}$$

Efforts de dimensionnement:

nœud inférieur

$$N = 5741,00 \text{ (daN)} \quad N^*_{etotz} = -19200,26 \text{ (daN}\cdot\text{m)} \quad N^*_{etoty} = 0,00 \text{ (daN}\cdot\text{m)}$$

Excentrement :	ez (My/N)	ey (Mz/N)
statique	e0: -331,8 (cm)	0,0 (cm)
due au montage	ea: 2,6 (cm)	0,0 (cm)
Il genre	e2: 0,0 (cm)	0,0 (cm)
total	eto -334,4 (cm)	0,0 (cm)

1.4.1.1. Analyse détaillée-Direction Y :

1.4.1.1.1 Analyse de l'Elancement

Structure sans possibilité de translation

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
6,80	13,60	78,52	125,21	Poteau peu élancé
$\lambda < \lambda_{lim}$				
$78,52 < 125,21$		<u>Poteau peu élancé</u>		

$$\lambda_{lim} = \max \left\{ 25; \frac{15}{\sqrt{v_u}} \right\} \quad v_u = \frac{|N_{sd}|}{A_c \cdot f_{cd}} \quad 4.3.5.3.5(2)$$

1.4.1.1.2 Analyse de flambement

$$M_2 = -0,00 \text{ (daN}\cdot\text{m)} \quad M_1 = -19050,56 \text{ (daN}\cdot\text{m)}$$

Cas: section à l'extrémité du poteau (noeud inférieur), négliger l'influence de l'élançement

$$M_{sd} = -19050,56 \text{ (daN}\cdot\text{m)}$$

$$e_0 = M_{sd}/N_{sd} = -331,8 \text{ (cm)}$$

$$e_a = v \cdot l_0 / 2 = 2,6 \text{ (cm)}$$

$$v = 1 / (100 \cdot h^{1/2}) = 0,00$$

$$h = 6,80 \text{ (m)}$$

$$v > 1 / 400$$

$$e_{tot} = e_0 + e_a = -334,4 \text{ (cm)}$$

1.4.1.2. Analyse détaillée-Direction Z :

**1.4.1.2.1 Analyse de l'Elancement**

Structure sans possibilité de translation

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
6,80	6,80	58,89	125,21	Poteau peu élancé

 $\lambda < \lambda_{lim}$ 58,89 < 125,21 Poteau peu élancé

$$\lambda_{lim} = \max \left\{ 25; \frac{15}{\sqrt{v_u}} \right\} \quad v_u = \frac{|N_{sd}|}{A_c \cdot f_{cd}} \quad 4.3.5.3.5(2)$$

1.4.1.2.2 Analyse de flambement

M2 = 0,00 (daN*m) M1 = 0,00 (daN*m)

Cas: section à l'extrémité du poteau (noeud inférieur), négliger l'influence de l'élancement

Msd = 0,00 (daN*m)

e0 = Msd/Nsd = 0,0 (cm)

ea = 0

etot = e0+ea = 0,0 (cm)

1.4.2 Ferrailage :

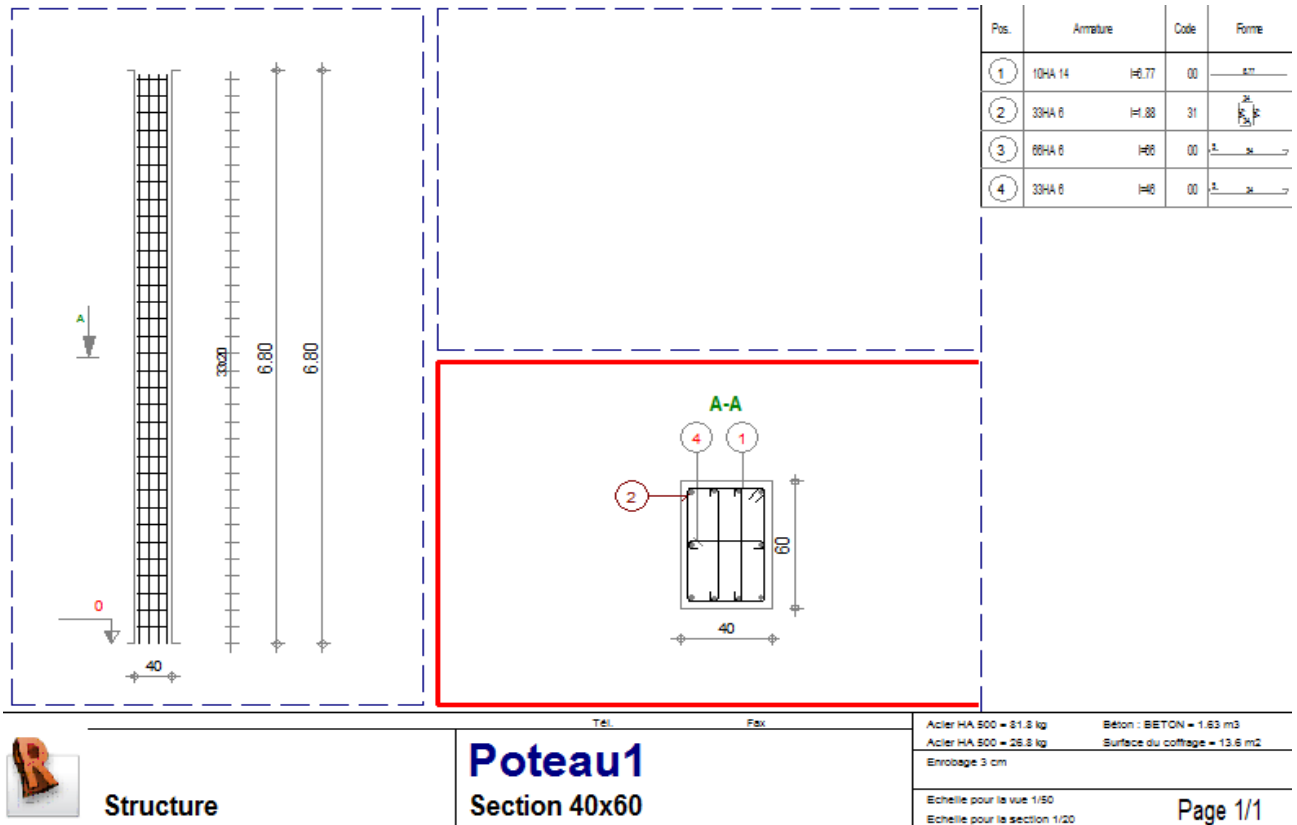
- Coefficients de sécurité
- global (Rd/Sd) = 0,99
- section d'acier réelle A = 15,39 (cm²)

1.5 Ferrailage :**Barres principales :**

- 10 HA 500 14 l = 6,77 (m)

Ferrailage transversal :

- 33 Cad HA 500 6 l = 1,88 (m)
e = 3*0,20 + 30*0,20 (m)
- 66 Ep HA 500 6 l = 0,66 (m)
e = 3*0,20 + 30*0,20 (m)
- 33 Ep HA 500 6 l = 0,46 (m)
e = 3*0,20 + 30*0,20 (m)



6.5 CALCUL DE LA FONDATION:

Les charges appliquées sur la semelle sont :

- ✓ Les charges transmises par le poteau :

$$N=5741 \text{ daN} \quad \text{et} \quad M=19\,200,26 \text{ daN.m}$$

- ✓ Le poids propre du poteau : $P_p = 0,4 \times 0,6 \times 6,8 \times 2500 = 4080 \text{ daN}$
- ✓ Le poids propre de la fondation ;
- ✓ Le poids propre des terres ;

Les dimensions A et B doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3}{B} \times \frac{M}{N} \right) \leq \bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} \quad \text{Et} \quad \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 0,67$$

Ainsi on prend : $A = 2 \text{ m}$ et $B = 3 \text{ m}$

6.5.1 CALCUL DE L'EFFORT GLOBAL :

Les efforts appliqués à la fondation sont :



- L'effort normal et le moment: $N = 11\,249\text{ daN}$ et $M = 19\,200,26\text{ daN.m}$
- Poids propre de la fondation :

$$P_f = (A \times B \times h_f + a \times b \times h_t) \times 2500 = 12\,300\text{ daN}$$

- Poids propre de la fondation : $P_t = (A \times B - a \times b) \times h_t \times 1800 = 5\,184\text{ daN}$

Avec : $h_f = 0,80\text{ m}$ et $h_t = 0,50\text{ m}$

Ainsi la force totale appliquée est : $P = N + 1,35 (P_f + P_t) = 34\,852,4\text{ daN}$

L'excentricité est : $e_0 = \frac{M}{P} = 0,55\text{ m}$

On a : $\frac{B}{6} = 0,50\text{ m} \leq e_0$

Donc P est à l'extérieur du noyau central et le diagramme des contraintes est triangulaire.

6.5.2 CONDITION DE NON RENVERSEMENT :

On doit vérifier la condition de non renversement : $B \geq 3e_0$

Soit : $B = 3,00\text{ m} \geq 3e_0 = 1,65\text{ m}$

Donc la condition de non renversement est bien vérifiée.

6.5.3 CONDITION DE LA RÉSISTANCE DU SOL :

On a $e_0 \geq \frac{B}{6}$ la section est partiellement comprimée, donc il faut vérifier :

Soit : $\frac{2P}{3\left(\frac{B}{2} - e_0\right)A} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\frac{2 \times 34\,852,4}{3\left(\frac{3}{2} - 0,55\right) \times 2} = 12\,228,91\text{ daN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 20\,000\text{ daN}$$

La condition de la résistance du sol est donc vérifiée.

6.5.4 CALCUL DES ARMATURES :

On est dans le cas : $e_0 \geq \frac{b}{6}$ ou $e_0 \geq \frac{B}{24}$

i. Armatures parallèles au côté A :

Le moment est nul dans cette direction, donc la section des armatures est donnée par :

$$A_a = P \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \left(\frac{A-a}{8d\bar{\sigma}_s}\right)$$

Avec : $d = 0,90h = 0,90 \times 0,85 = 0,765\text{ m}$



Et $\bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$ fissurations préjudiciables.

Soit :

$$A_a = 34\,852,4 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,55}{3}\right) \left(\frac{2 - 0,40}{8 \times 0,765 \times 202}\right) \times 10^{-1} = 7 \text{ cm}^2$$

On prend : **14T8 espacés de 22 cm**

ii. Armatures parallèles au côté B :

D'abord on calcule le moment résultant M_1 à l'aide de la formule :

$$M_1 = A \left(\frac{B}{2} - 0,35 \times b\right)^2 \left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_M}{6}\right)$$

On est dans le cas d'un diagramme triangulaire, donc :

$$\sigma_M = \frac{2P}{3 \left(\frac{B}{2} - e_0\right) A} = \frac{2 \times 34\,852,4}{3 \left(\frac{3}{2} - 0,55\right) \times 2} = 12\,228,91 \text{ daN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{B + 0,35 \times b - 3e_0}{3 \left(\frac{B}{2} - e_0\right) A} \sigma_M = \frac{3 + 0,35 \times 0,60 - 3 \times 0,55}{3 \left(\frac{3}{2} - 0,55\right) \times 2} \sigma_M = 3\,346,86 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Par suite : } M_1 = 2 \times \left(\frac{3}{2} - 0,35 \times 0,60\right) \left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_M}{6}\right) = 11\,956,01 \text{ daN.m}$$

Les armatures A_b sont calculées par les règles BAEL 91 pour équilibrer le moment M_1 :

$$\mu = \frac{M_1}{Ad^2 \times 0,85 f_{c28} / \gamma_b} = 0,0072$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,009$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,762 \text{ m}$$

$$A_b = \frac{M_1}{Z f_e / \gamma_s} = 3,61 \text{ cm}^2$$

On prend : **9 T8 espacés de 23 cm**



6.6 CONCLUSION

Membrure supérieure	UPN 220
Membrure inférieure	UPN 200
Montant de rive	IPE 140
Montant central	IPE 100
Diagonale	2L 60x7
Poteau en BA	60x40
Panne	IPE 160
Panne sablière	IPE 180
Poutre au vent	Montants de rive: HEA 140
	Montant centraux: HEA 120
	Diagonales: L50x6
Palée de stabilité	L 60x4

Tableau 21: Récapitulatif des résultats obtenus pour la troisième variante



7 L'AVANT MÉTRÉ



Le métré de la charpente consiste à calculer les longueurs globales de chaque profilé afin de pouvoir en déduire le poids de toutes les pièces à l'aide du poids unitaire des profils courants. Il faut noter que la charpente présente une quantité très importante des pièces secondaires utilisées dans l'assemblage : goussets, boulons, platines, liens des pannes et raidisseurs, etc. Le poids total de ces pièces peut être pris égal à 10% du poids total de la charpente.

7.1 VARIANTE 1 :

7.1.1 FONDATIONS :

Pour évaluer le coût des fondations, on considère que toutes les fondations ont les mêmes dimensions que la fondation dimensionnée précédemment.

FONDATIONS					
Désignation	Type	Nombre	Unité	Quantité/U	Quantité total
Terrassement et évacuation	Encastrée	22	m3	37,03	814,66
	Articulée	6	m3	3,64	21,84
Gros béton	Encastrée	22	m3	2,41	52,91
	Articulée	6	m3	0,72	4,32
Béton pour fondation et fut	Encastrée	22	m3	11,40	250,69
	Articulée	6	m3	0,55	3,31
Armatures	Encastrée	22	Kg	30,09	662,04
	Articulée	6	Kg	2,44	14,65

Tableau 22: Coût total des fondations de la variante 1

7.1.2 STRUCTURE EN ACIER :

A l'aide de Robot millenium, on a pu établir le tableau suivant qui récapitule la quantité totale d'acier nécessaire :



STRUCTURE EN ACIER					
Type	Nombre	Longueur [m]	Poids unitaire [kG/m]	Poids pièce [kG]	Poids total [kG]
CAE 60x4	8	87,20	3,67	320,02	320
CAE 50x6	16	175,36	4,47	783,86	784
HAE 140	4	32,00	24,67	789,44	789
HEA 120	6	48,00	19,90	955,20	955
IPE 140	6	48,00	12,90	619,20	619
IPE 180	20	160,00	18,81	3009,60	3010
IPE 400	22	330,66	66,33	21932,68	21933
IPE 550	22	162,80	105,55	17183,54	17184
IPE 160	200	1600	15,78	25248	25248
DCED 90*10	10	80,00	24,37	1949,60	1950
Jarret					3231
Assemblage					7279
Total					83301

Tableau 23: Coût total de la structure en acier de la variante 1

7.1.3 MAÇONNERIE ET ENDUIT:

MAÇONNERIE		
Désignation	Unité	Quantité total
Maçonnerie	m2	220
Enduit	m2	220

Tableau 24: Coût total de l'enduit et de la maçonnerie de la variante 1

7.1.4 ESTIMATION DU COÛT:

Le tableau suivant récapitule les quantités totales des matériaux utilisés et indique le coût total estimé de la première variante :



ETUDE DE PRIX				
Désignation	Quantité	Unité	Prix unitaire	Prix total (Dh)
Terrassement et évacuation	836,50	m3	70	58555
Gros béton	57,23	m3	800	45784
Béton pour fondation	254,00	m3	1300	330203
Acier pour armatures	676,69	Kg	15	10150
Acier pour charpente	76022	Kg	16	1216354
Acier pour assemblage	7279	Kg	16	116466
Peinture	83301,26	Kg	1	83301
Maçonnerie	220	m2	180	39600
Enduit	220	m2	60	13200
Total				1 913 613

Tableau 25: Coût total estimé de la variante 1

Le coût total de la première variante, en matériaux, est donc de : 1 913 613 Dhs

7.2 VARIANTE 2 :

7.2.1 FONDATIONS :

FONDATIONS				
Désignation	Nombre	Unité	Quantité/U	Quantité total
Terrassement et évacuation	22	m3	26,10	574,20
Gros béton	22	m3	3,60	79,20
Béton pour fondation et fut	22	m3	6,31	138,80
Armature	22	Kg	25,57	562,47

Tableau 26: Coût total des fondations de la variante 2



7.2.2 STRUCTURE EN ACIER :

STRUCTURE EN ACIER					
Type	Nombre	Longueur [m]	Poids unitaire [kG/m]	Poids pièce [kG]	Poids total [kG]
CAE 60x4	8	87,20	3,67	320,02	320
CAE 50x6	16	175,36	4,47	783,86	784
HAE 140	4	32,00	24,67	789,44	789
HEA 120	6	48,00	19,90	955,20	955
DCED 60x7	220	400,62	10,85	4346,73	4347
IPE 100	187	209,22	8,10	1694,68	1695
IPE 140	22	15,18	12,90	195,82	196
IPE 160	200	1600,00	15,78	25248,00	25248
IPE 180	20	160,00	18,81	3009,60	3010
IPE 400	22	162,80	66,33	10798,52	10798
UPN 200	11	330,00	25,29	8345,70	8346
UPN 220	22	330,66	29,37	9711,48	9711
Totaux nets					66200
Assemblage					6620
Total					72819

Tableau 27: Coût total de la structure en acier de la variante 2

7.2.3 MAÇONNERIE ET ENDUIT :

Maçonnerie		
Désignation	Unité	Quantité total
Maçonnerie	m2	220
Enduit	m2	220

Tableau 28: Coût total de l'enduit et de la maçonnerie de la variante 2

7.2.4 ESTIMATION DU COÛT:

Le tableau suivant récapitule les quantités totales des matériaux utilisés et indique le coût total estimé de la deuxième variante :



ETUDE DE PRIX				
Désignation	Quantité	Unité	Prix unitaire	Prix total
Terrassement et évacuation	574,20	m3	70	40194
Gros béton	79,20	m3	800	63360
Béton pour fondation	138,80	m3	1300	180437
Acier pour armatures	562,47	Kg	15	8437
Acier pour charpente	66200	Kg	16	1059192
Acier pour assemblage	6620	Kg	16	105919
Peinture	72819	Kg	1	72819
Maçonnerie	220	m2	180	39600
Enduit	220	m2	60	13200
Total				1 583 160

Tableau 29: Coût total estimé de la variante 2

Le coût total de la deuxième variante, en matériaux, est donc de : **1 583 160 Dhs**

7.3 VARIANTE 3:

7.3.1 FONDATIONS :

FONDATIONS				
Désignation	Nombre	Unité	Quantité/U	Quantité total
Terrassement et évacuation	22	m3	24,00	528,00
Gros béton	22	m3	4,56	100,25
Béton pour fondation et fut	22	m3	4,92	108,24
Armature	22	Kg	20,92	460,28

Tableau 30: Coût total des fondations de la variante 3



7.3.2 STRUCTURE EN ACIER :

STRUCTURE EN ACIER					
Type	Nombre	Longueur [m]	Poids unitaire [kG/m]	Poids pièce [kG]	Poids total [kG]
CAE 60x4	8	87,36	3,67	320,61	321
CAE 50x6	16	175,36	4,47	783,86	784
HAE 140	4	32,00	24,67	789,44	789
HEA 120	6	48,00	19,90	955,20	955
DCED 60x7	220	400,62	10,85	4346,727	4347
IPE 100	187	209,22	8,1	1694,682	1695
IPE 140	22	15,18	12,9	195,822	196
IPE 160	200	1600	15,78	25248	25248
IPE 180	20	160	18,81	3009,6	3010
UPN 200	11	330	25,29	8345,7	8346
UPN 220	22	330,66	29,37	9711,4842	9711
Totaux nets:					55402
Assemblage					5540
Total					60942

Tableau 31: Coût total de la structure en acier de la variante 3

7.3.3 POTEAU EN BÉTON ARMÉ :

POTEAU				
Type	Nombre	Unité	Quantité/ unité	Quantité total
Béton	22	m3	1,632	35,904
Armature	22	Kg	37,35	821,7

Tableau 32: Coût total du poteau de la variante 3

7.3.4 MAÇONNERIE ET ENDUIT :

MAÇONNERIE			
Type	Unité	Quantité	Quantité total
Maçonnerie	m2	220	220
Enduit	m2	220	220

**Tableau 33: Coût total de l'enduit et de la maçonnerie de la variante 3****7.3.5 ESTIMATION DU COÛT:**

Le tableau suivant récapitule les quantités totales des matériaux utilisés et indique le coût total estimé de la troisième variante :

ETUDE DE PRIX				
Désignation	Quantité	Unité	Prix unitaire	Prix total
Terrassement et évacuation	528,00	m3	70	36960
Gros béton	100,25	m3	800	80203
Béton pour fondation	108,24	m3	1300	140712
Béton pour poteau BA	35,90	m4	1500	53856
Acier pour armatures	1281,98	Kg	15	19230
Acier pour charpente	55402,11	Kg	16	886434
Acier pour assemblage	5540,21	Kg	16	88643
Peinture	60942,32	Kg	1	60942
Maçonnerie	220	m2	180	39600
Enduit	220	m2	60	13200
Total				1 419 780

Tableau 34: Coût total estimé de la variante 3

Le coût total de la troisième variante, en matériaux, est donc de : **1 419 780 Dhs**



CONCLUSION :

Ce présent rapport fait l'objet d'une étude comparative qui s'étale sur deux volets indépendants :

D'une part mener une comparaison entre le règlement CM66 et l'Eurocode 3 en matière de calcul des sollicitations et de dimensionnement des profilés en examinant les phénomènes d'instabilité. En général nous avons trouvé des résultats semblables.

D'autre part, établir une comparaison entre trois variantes de structure porteuse d'un hangar afin d'optimiser le coût total de la réalisation du projet ainsi qu'augmenter la résistance de la structure.

En effet, l'utilisation d'une ferme à treillis (variante 2) à la place d'une traverse en profilé à âme pleine diminue considérablement le coût du projet, la raison pour laquelle nous avons pensé dans la variante 3 à garder la ferme en treillis, et pour donner plus de rigidité à notre structure nous avons utilisé des poteaux en béton armé.

Effectivement, nous avons vérifié par un avant métré que la variante 3 est moins couteuse que les deux variantes 1 et 2 avec un gain de 26% et 10% respectivement, et présente plus d'avantages que les deux autres variantes.



BIBLIOGRAPHIE :

RÈGLEMENT :

- ✓ NV65 : carte du vent Maroc
- ✓ CM66
- ✓ Eurocode 1 et 3.
- ✓ BAEL 91 modifié 99

RÉFÉRENCE :

- ✓ Guide de calcul des structures métalliques « CM66 additif 80-Eurocode3», Jean MOREL, édition Eyrolles
- ✓ Guide pratique de charpente métallique, R. DAUSSY, édition Eyrolles
- ✓ Constructions métalliques : exemples numériques adaptés aux Eurocodes, Jaques BROZZETTI & Manfred A.HIRT & Rolf BEZ.
- ✓ Conception et calcul des structures métalliques, Jean MOREL, édition Eyrolles
- ✓ Traité du génie civil Volume 11 : Conception et dimensionnement des halles et bâtiments, Manfred A.HIRT & Michel CRISINEL.
- ✓ Conception des charpentes métalliques, Manfred A.HIRT & Michel CRISINEL.
- ✓ Initiation au calcul d'un bâtiment à structure en acier, Yvon LESCOUARC'H
- ✓ Les pieds de poteau encastés en acier, Yvon LESCOUARC'H
- ✓ Mémotech structures métalliques, Claude HAZARD & Frédy LELONG & Bruno QUINZAIN
- ✓ Construction métallique : Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement.
- ✓ Notes de cours en charpente métallique de monsieur Abdelmajid NIAZI.
- ✓ Notes de cours en calcul de structure des bâtiments de madame Nasira KHADOURI
- ✓ Conception et dimensionnement d'un hangar en voûte (PFE Juin 2011-EHTP)
- ✓ Etude comparative de dimensionnement d'une structure métallique entre le CM 66 et l'Eurocode (PFE Juin 2011-EHTP)
- ✓ Elaboration de deux variantes : charpente métallique et béton armé d'un centre commercial (PFE Juin 2011-EHTP)



8. ANNEXES



ANNEXE 1 :

CALCUL DES STRUCTES ACIER

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles avec optimisation

FAMILLE : 2 Poteaux

PIECE : 58 Poteau_de_rive_CM66_58

POINT : 3

COORDONNEE : x = 1.00 L = 7.40 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 11 ELU1 1*1.33+2*1.50

MATERIAU :

ACIER fy = 23.50 daN/mm²



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 550

ht=55.0 cm

bf=21.0 cm

ea=1.1 cm

es=1.7 cm

Ay=72.240 cm²

Iy=67116.500 cm⁴

Wely=2440.600 cm³

Az=61.050 cm²

Iz=2667.580 cm⁴

Welz=254.055 cm³

Ax=134.416 cm²

Ix=118.400 cm⁴

CONTRAINTES :

SigN = 11350.40/134.416 = 0.84 daN/mm²

SigFy = 51239.24/2440.600 = 20.99 daN/mm²

SigFz = 56.83/254.055 = 0.22 daN/mm²



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z=0.00

ID_inf=0.81 m

B=1.00

C=2.90

D=1.01

kD=1.00

Sig D=5.46 daN/mm²

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

Ly=7.40 m

Lfy=10.42 m

Lambda y=46.63

Muy=112.90

k1y=1.00

kFy=1.01



en z :

Lz=2.46 m

Lfz=2.46 m

Lambda z=55.22

Muz=80.49

k1z=1.00

kFz=1.02

FORMULES DE VERIFICATION :

$k1 \cdot \text{SigN} + kD \cdot kFy \cdot \text{SigFy} + kFz \cdot \text{SigFz} = 1.00 \cdot 0.84 + 1.00 \cdot 1.01 \cdot 20.99 + 1.02 \cdot 0.22 = 22.36 < 23.50$
daN/mm² (3.731)

$1.54 \cdot \text{Tauy} = 1.54 \cdot 0.00 = 0.00 < 23.50$ daN/mm² (1.313)

$1.54 \cdot \text{Tauz} = |1.54 \cdot -1.88| = |-2.90| < 23.50$ daN/mm² (1.313)

Profil correct !!!



ANNEXE2 :

CALCUL DES STRUCTES ACIER

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles avec optimisation

FAMILLE : 1 Traverse

PIECE : 18 Arbalétrier_CM66_18

POINT : 3

COORDONNEE : $x = 0.80 L = 12.03$ m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 11 ELU1 1*1.33+2*1.50

MATERIAU :

ACIER $f_y = 23.50$ daN/mm²



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 400

ht=40.0 cm

bf=18.0 cm

ea=0.9 cm

es=1.4 cm

Ay=48.600 cm²

Iy=23128.400 cm⁴

Wely=1156.420 cm³

Az=34.400 cm²

Iz=1317.820 cm⁴

Welz=146.424 cm³

Ax=84.464 cm²

Ix=46.800 cm⁴

CONTRAINTES :

$\text{SigN} = 12009.90/84.464 = 1.42$ daN/mm²

$\text{SigFy} = 23239.02/1156.420 = 20.10$ daN/mm²

$\text{SigFz} = 3.02/146.424 = 0.02$ daN/mm²



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z=1.00

ID_inf=1.32 m

B=1.00

C=2.65

D=1.02

kD=1.00

Sig D=4.45 daN/mm²

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

Ly=1.50 m

Lfy=1.50 m

Lambda y=7.79

Muy=2404.16

k1y=1.00

kFy=1.00



en z :

Lz=4.00 m

Lfz=4.00 m

Lambda z=100.91

Muz=14.31

k1z=1.02

kFz=1.12

FORMULES DE VERIFICATION :

$k_1 * \text{SigN} + k_D * k_{Fy} * \text{SigFy} + k_{Fz} * \text{SigFz} = 1.02 * 1.42 + 1.00 * 1.00 * 20.10 + 1.12 * 0.02 = 21.59 < 23.50$ daN/mm² (3.731)

$1.54 * \text{Tau}_y = 1.54 * 0.00 = 0.00 < 23.50$ daN/mm² (1.313)

$1.54 * \text{Tau}_z = |1.54 * -2.39| = |-3.69| < 23.50$ daN/mm² (1.313)

Profil correct !!!



ANNEXE 3 :

CALCUL DES STRUCTES ACIER

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles avec optimisation

FAMILLE : 6 Pannes sablières

PIECE : 94 Panne_CM66_94

POINT : 1

COORDONNEE : x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 11 ELU1 1*1.33+2*1.50

MATERIAU :

ACIER $f_y = 23.50$ daN/mm²

PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 180

ht=18.0 cm

bf=9.1 cm

ea=0.5 cm

es=0.8 cm

Ay=14.560 cm²Iy=1316.960 cm⁴Wely=146.329 cm³Az=9.540 cm²Iz=100.850 cm⁴Welz=22.165 cm³Ax=23.947 cm²Ix=4.900 cm⁴

CONTRAINTES :

SigN = -3335.15/23.947 = -1.39 daN/mm²SigFy = -167.88/146.329 = -1.15 daN/mm²SigFz = -5.06/22.165 = -0.23 daN/mm²

PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

 $\text{SigN} + kD * \text{SigFy} + \text{SigFz} = -1.39 + 1.00 * -1.15 + -0.23 = |-2.77| < 23.50$ daN/mm² (3.731) $1.54 * \text{Tauy} = |1.54 * -0.00| = |-0.00| < 23.50$ daN/mm² (1.313) $1.54 * \text{Tauz} = 1.54 * 0.11 = 0.17 < 23.50$ daN/mm² (1.313)**Profil correct !!!**



ANNEXE 4 :

