

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

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil
Laboratoire de recherche en département de génie civil



MEMOIRE DE MASTER PROFESSIONNEL

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

Filière : Génie civil

Spécialité : Construction métallique

Thème

**ETUDE ET CALCUL D'UN BATIMENT METALLIQUE (R+1) A USAGE
D'ATELIER DE FABRICATION ET DE STOCKAGE**

*Présenté par : **HAMMADACHE Nabil**
GARAH Amal*

Devant le jury composé de :

Mr LABIOD

Président

Mr AKKOUCHE

Examineur.

Mr BOUDJMIA

Encadreur

Promotion : 2023/2024

Soutenu le .../.../....

Remerciement

Tout d'abord, nous remercions ALLAH, le tout puissant de nous avoir donnés la force, le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail.

Je tiens à remercier vivement et sincèrement mon

Encadreur Mr. BOUDJEMIA , qui est contribué et assuré la direction de ce travail, pour tout le soutien, les orientations et la patience qu'il est manifesté durant leur encadrement tout le long de la réalisation de ce mémoire.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail en acceptant de l'examiner ce qui permettra sans doute de l'enrichir notamment par leurs précieux commentaires.

Je tiens aussi à remercier du fond du cœur tous mes enseignants

Mr. DAHMANI. Mr. LABIOD et le staff administratif du département de génie civil de l'université Mouloud Mammeri pour m'avoir accompagné le long de ma formation.

Enfin, mes remerciements vont également à toutes les personnes qui ont de prêt ou de loin collaboré à l'élaboration de ce travail.

Dédicace

C'est avec gratitude et sincères mots que je dédie humblement ce projet pour à vous

Mes chère parents, aucune dédicace ne pourrait exprimer mon amour éternel et ma gratitude et mon respect pour tous les sacrifices que vous avez convertis pour que j'arrive ou je suis là,

À mon chère papa « Hocine » mon héro je resterais toujours reconnaissante pour tes efforts incommensurables. Ma fierté, je souhaiterais toujours être la fille que tu mérites.

A la plus belle mère, ma meilleure « Soraya » ma première source d'amour de persévérance et d'encouragement, merci pour tout le bonheur que tu m'as toujours offert dès le premier jour, je t'aime.

A mes deux amours, ma sœur « Djamila » et mon frère « Nasser » ma source de joies et ma petite nièce « saïou »

A mes meilleures amies qui me soutiennent toujours et qui sont toujours là pour moi Ikram, Assia, Tassadit, Sabira, Meriem, Zakia

A mes chers collègues de cette promotion M2 CM ; Céline, Nabila, Djouhar ; lamine, Tahar, Yacine, Samir, Ali, Amine.

Sans oublier mon binôme « Nabil » avec qui on a partagé ce travail je le remercie pour sa patience et sa compréhension tout au long du projet

A toutes mes cousines sans exception

Et au final à mon grand-père « Ahcene » qui nous a quittés que dieu l'accueille dans son vaste paradis tu seras à jamais dans mon cœur.

AMAL

Dédicace

A ma très cher mère **ouardia** Honorable, aimable, tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source De tendresse. Tu n'as jamais cessé de m'encourager et de prier pour moi. Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Tu à fait plus qu'une mère puisse faire pour ses enfants, en me guidant sur le bon chemin dans ma vie et mes étude. Je te dédie ce travaille en témoignage de mon profonde amour.

A Mes sœurs

A mes sœurs **Kahina, Fazia** , qui m'ont toujours soutenue et cru en moi merci dieu de M'avoir donner des sœurs comme eux

A Mes Amis

A mes amis **Ouali, Yazid** je ne peux trouver les mots justes et sincère pour vous exprimer mon affection et mes pensées, vous êtes pour mois des frères sur qui je peux compter.

A Mes Camardes

Un grand merci pour **Tahar** pour son aide ainsi qu'a tous mes camarade **Yacine, lamine, Ali, Amine, Djouher, Nabila, Celina et Melissa** avec qui j'ai partagé une partie de mon parcours, et avec qui j'ai vécu des moments inoubliables de joie et de folie au cours de ces années universitaires.

Votre complicité et votre amabilité ont été précieuses. Merci du fond du Cœur.

A mon binôme

Un grand merci pour **Amal** qui a transformé chaque défi en opportunité, chaque obstacle en succès. C'est grâce a notre collaboration que nous avons atteint de nouveaux sommets académiques. Merci pour cette expérience enrichissante et mémorables

Nabil

Résumé

La présente étude est relative au dimensionnement d'un hangar métallique à usage industriel, doté d'une partie administrative reposant sur un plancher mixte. Le travail réalisé s'inscrit Tout d'abord dans l'évaluation des charges, surcharges et actions climatique selon le nouveau règlement neige et vent (RNV 2013).

Ensuite vient l'estimation de l'effort horizontal dû au séisme. Une fois les charges déterminées, la descente de charges établie, vient le dimensionnement manuel de l'ossature secondaire, principale et celle du plancher mixte ainsi que les assemblages de la structure conformément aux règlements en vigueur. Une étude complète sur l'ossature principale et sur les assemblages tenant compte de tous les paramètres et combinaisons de charges sera effectuée manuellement ainsi qu'à l'aide du logiciel de dimensionnement numérique (ROBOT).

Liste des notations

Dimensions et caractéristiques de calcul	
Notation	Signification
A	Aire de la section brute.
A_{net}	Aire de la section nette.
A_{eff}	Aire de la section efficace (section4).
A_{fr}	Aire de l'élément de surface balayé par le vent.
A_s	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
A_v	Aire de cisaillement.
h	Hauteur.
z_{min}	Hauteur minimale.
b	Largueur.
L	Longueur.
l	Largeur.
l_k	Longueur de flambement.
d	Diamètre du fut du goujon.
S	Surface.
L_0	La portée de la poutre.
t	Epaisseur.
t_w	Epaisseur de l'âme.
t_f	Epaisseur de la semelle.
r	Rayon de raccordement.
t_p	Epaisseur platine d'extrémité.
d	Diamètre nominal du trou.
d_0	Diamètre du trou.
e	Pince longitudinale ou transversale.

p	Entraxe des boulons.
I_y	Moment d'inertie de flexion maximale.
I_z	Moment d'inertie de flexion maximale.
W_{pl}	Module de résistance plastique de la section.
W_{el}	Module de résistance élastique.
W_{eff}	Module de résistance efficace.
i	Rayon de gyration.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
F_v	Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
F_t	Résistance des boulons en traction.
F_B	Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
Coefficients et grandeurs sans dimensions	
C_t	Coefficient de topographie.
C_d	Coefficient dynamique.
C_p	Coefficient de pression.
C_e	Coefficient d'exposition au vent.
C_r	Coefficient de rugosité.
C_{fr}	Coefficient de frottement.
C_T	Coefficient, fonction du système de contreventement.
s	Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient dynamique C_d .
γ_M	Coefficient partiel de sécurité.
γ_v	Coefficient partiel de sécurité.
μ	Coefficient de frottement / Coefficient de forme.
R	Coefficient de comportement de la structure.
λ	Élancement.
λ_k	Élancement eulérien.
λ	Élancement réduit.

λ_{LT}	Élancement de l'élément vis-à-vis du déversement.
χ	Coefficient de réduction pour le flambement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
K_T	Facteur de terrain.
C_1	Facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments.
Q_{My}	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
c	Facteur de résistance du béton.
Q	Facteur de qualité.
D	Facteur d'amplification dynamique moyen.
η	Facteur de correction d'amortissement.
I_w	Facteur de gauchissement.
Sollicitations et contraintes	
M	Moment sollicitant.
M_{sd}	Moment fléchissant.
M_{cr}	Moment critique élastique de déversement.
M_{pl}	Moment fléchissant de résistance plastique.
M_{el}	Le moment de résistance élastique.
M_b	Moment résistant de déversement.
M_r	Moment de renversement.
M_s	Moment stabilisant.
V_{sd}	Effort tranchant sollicitant.
V_{pl}	Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.
N	Effort normal.
N_{pl}	Effort normal de plastification.
F_u	La résistance à la traction.
f_y	Limite d'élasticité.
F_{cj}	Résistance caractéristique à la compression.
F_{tj}	Résistance caractéristique à la traction.

$F_{t,Rd}$	Résistance de l'âme du poteau à la traction.
F_{pC}	Précontrainte de frottement.
F_{fr}	Force de frottements (d'entraînement) éventuelles.
q_p	Pression dynamique de pointe.
W	Pression aérodynamique du vent.
$q_{réf}$	Pression dynamique de référence.
ρ	Masse volumique.
E	Module d'élasticité longitudinale.
G	Module cisaillement / Charge permanente.
Q	Surcharge d'exploitation.
Notes de calcul ROBOT (Dimensions, Sollicitations et coefficients)	
N_{sd}	Effort axial.
$N_{t,rd}$	Résistance ultime plastique en traction.
V_{sd}	Effort de cisaillement.
$V_{pl,rd}$	Résistance ultime en cisaillement.
M_{sd}	Moment fléchissant.
M_{cr}	Moment critique pour le déversement.
$M_{b,rd}$	Moment ultime pour le déversement.
$M_{pl,rd}$	Moment ultime plastique.
$M_{el,rd}$	Moment ultime élastique.
$M_{y,rd}$	Moment ultime compte tenu de l'interaction.
L_{fy}	Longueur de flambement.
ID_{sup}	Longueur de déversement de la semelle supérieure.
ID_{inf}	Longueur de déversement de la semelle inférieure.
λ_y	Elancement de la barre.
$\lambda_{y,r}$	Elancement relatif de la barre.
λ_{LT}	Elancement fictif de la barre pour le déversement.
χ_y	Coefficient de flambement.

X_{LT}	Coefficient de déversement.
K_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
M_{iy}	Coefficient pour le calcul de K_{fy} .
M_{iLT}	Coefficient pour le calcul de K_{LT} .
K_y	Coefficient de reduction en flexion.
C_1	Coefficient pour le calcul du moment critique.
$Beta\ M_y$	Coefficient dépendant du diagramme des moments.
$Beta_MLT$	Coefficient dépendant du diagramme des moments.
u	Flèche.
u_{max}	Flèche admissible.
u_{inst}	Flèche due aux charges variables.
$u_{inst,max}$	Flèche admissible due aux charges variables en z.
Show table ROBOT (Solicitations et déplacements)	
EX	Spectre de réponse selon la direction X.
EY	Spectre de réponse selon la direction Y.
P	Poids de la structure.
VX	Effort tranchant en X.
VY	Effort tranchant en Y.
UX	Déplacement de la barre en X.
UY	Déplacement de la barre en Y.

SOMMAIRE

Introduction générale	1
------------------------------------	----------

CHAPITRE I : Généralité

1.Introduction	3
2. Qualité des aciers de construction :.....	3
a. Les avantages	3
b. Les inconvénients :.....	3
3. Présentation du projet :.....	3
4. Présentation de l'ouvrage :.....	3
4.1. Données géométriques :.....	3
4.2. Données concernant le site :	4
4.3. Ouvertures :	4
5. Matériaux utilisés :.....	5
5.1. Acier :	5
5.2. Béton armé :	6
5.3. Acier de ferrailage :.....	6
5.4. Assemblages :.....	7
5.5. Rapport de sol :	7

CHAPITRE II : Etude climatique

1. Etude de vent	8
A. Généralité	8
1. Introduction :	8
2. Détermination des actions du vent :.....	8
2.2. Détermination du coefficient d'exposition C_e :.....	8
2.3. Coefficient de rugosité C_r :.....	9
2.4. Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :	10
2.5. Détermination des coefficients de pression :	10
a) Coefficient de pression extérieure C_{pe} :.....	10
b) Coefficient de pression intérieure C_{pi} :	10
3. Détermination des pressions :	10

4. Calcul de la force de frottement :	11
B. application	11
1. Présentation générale	11
2. Détermination du coefficient d'exposition C_{pe} :	11
a. Parois verticales :	11
b. Détermination de la pression dynamique :	12
3. vent perpendiculaire a la grande face ($\theta = 0^\circ$) V1	12
3.1. Toiture :	12
3.1.1. Action vers le haut	13
3.1.2. Action vers le bas	13
3.2. Parois verticales :	13
4. vent perpendiculaire a la petite face ($\theta = 90^\circ$) V2	14
4.1. Toiture :	14
4.2. Parois verticales :	15
4. Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :	15
5. Calcul des pressions :	15
6. Force de frottements :	18
6.1. vent perpendiculaire a la grande face ($\theta = 0^\circ$) V1	18
a) Parois verticales :	18
b) Toiture :	19
6.2. vent perpendiculaire a la petite face ($\theta = 90^\circ$)	19
6.3. Action d'ensemble	19
7. Coordonnées du point d'application de la résultante :	22
a. Composante horizontale F_{wx} :	22
b. Composante horizontale F_{wy} :	22
8. Calcul de la stabilité d'ensemble :	22
8.1. Vérification de la stabilité transversale :	22
a. Calcul du moment de renversement :	22
b. Calcul du moment stabilisant :	22
8.2. Vérification de la stabilité longitudinale :	23
b. Calcul du moment stabilisant :	23
2. Etude de l'action de la neige sur la construction :	24

2.1. Calcul des charges de la neige :	24
2.2. Charge de la neige sur le sol <i>Sk</i> :	24
2.3. Coefficient d'ajustement :	25
2.4. Charge de la neige avec la distribution par le vent.....	25

CHAPITRE III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

1. Introduction :	26
2. Calcul des pannes de toiture :	26
2.1. Évaluation des charges et surcharge :	26
a) Charge Permanente (G) :	26
b) Surcharge d'entretien (E) :	27
c) Surcharge climatique :	27
2.3. Combinaison de charge les plus défavorables.....	28
2.4. Pré dimensionnement :	28
2.4.1. Flèche Verticale :	28
2.4.2. Flèche Latérale :	28
2.5. Classe de la section :	29
2.6. Vérification de la résistance :	29
2.7. Vérification au cisaillement :	30
2.8. Vérification de l'interaction du moment vis-à-vis de l'effort tranchant.....	30
2.8. Vérification à l'instabilité (diversement) :	31
2.9. Vérification à l'état limite de services (ELS) :	31
2.9.1. Flèche Verticale :	31
2.9.2. Flèche latérale.....	32
2.10. Conclusion.....	32
3. Les liernes des pannes	32
3.1. Dimensionnement des liernes de pannes :	32
3.2. La réaction au niveaux au niveau de lierne	33
3.3. Déterminer le diamètre des liernes	34

4. Calcul de l'échantignole :	34
4.1. Définition :	34
4.2. Calcul des charges revenant à l'échantignole :	35
4.3. Calcul des moments de renversement :	35
4.4. Dimensionnement de l'échantignolle :	36
4.5. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :	36
5. Lisse de bardage :	36
5.1. Évaluation des charges et surcharge :	36
b. Charge Permanente (G) :	37
c. Surcharge climatique (Vent) :	38
5.2. Pré dimensionnement :	38
5.2.1. Flèche Verticale :	38
5.2.2. Flèche Latérale :	38
5.3. Vérification à la flexion bi-axiale :	39
5.4. Classe de la section :	40
5.5. Vérification au cisaillement :	40
5.6. Vérification au déversement :	41
5.6.1 Vérification de la semelle inférieure comprimée au déversement :	41
5.7. Vérification à l'état limite de services (ELS) :	42
5.7.1. Flèche Verticale :	42
5.7.2. Flèche Latérale :	42
5.8 Conclusion :	43
6. Calcul des liernes pour les lisses de bardage :	43
6.1. Effort de traction dans le tronçon :	43
6.2. Déterminer le diamètre des liernes :	44
7. calcul des potelets :	44
7.1. Hypothèse de calcul :	44
7.2. Dimensionnement des potelets :	44
7.3. Détermination de sollicitation :	45
7.3.1. Détermination de la section de potelet :	45
7.3.2. Flèche horizontale suivant zz'' :	45
7.3.3. Calcul des charges et surcharges :	45

a) Charges permanents G :	45
7.3. Vérification à l'ELU :	46
7.3.1. Vérification de la section à la résistance :	46
a) Incidence de l'effort normal :	46
b) Incidence de l'effort tranchant :	46
7.3.2. Vérification à la flexion :	46
7.4. Classe de la semelle.	46
7.5. Vérification de l'élément aux instabilités :	47
7.5.1. Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement :	47
7.5.2. Calcul des coefficients d'interaction K_{ij} avec déversement empêché (Annexe Eurocode3) ...	48
8.Conclusion.....	49

CHAPITRE IV : Etude du plancher

1.Introduction :	50
2. Epaisseur de la dalle :	50
3. Calcul des planchers mixte à dalle collaborant.....	51
a) Phase de construction :	51
b) Phase finale :	51
3. Disposition des solives (poutrelles) :	52
4.Caractéristique des éléments constructifs :	52
a) L'acier :	52
b) Béton :	52
5. Vérification au stade de montage.....	52
5.1. Evaluation des charges :	52
a) Les charges permanentes :	53
b) Charge de construction.....	53
5.2. Les combinaisons des charges :	53
5.3. Condition de flèche :	53
5.4. Vérification à l'ELU :	53

5.4.1. Vérification du moment fléchissant (résistance) :	53
5.4.2. Vérification de la section à l'effort tranchant (cisaillement) :	54
5.4.3. Calcul de la flèche (ELS) :	54
Conclusion.....	54
6. Vérification au stade finale :	54
6.1. Evaluation des charges :	54
a) Les charges permanentes :	54
b) Les charges variables :	54
6.2. Combinaisons des charges :	54
6. Caractéristique de la poutre mixte :	54
6.1. Calcul de la largeur efficace du béton :	54
6.2. Calcul de la section équivalente :	55
6.3. Position de l'axe neutre :	55
6.4. Vérification à l'ELU :	56
6.4.1. Vérification du moment de résistance plastique :	56
6.4.2. Vérification de l'effort tranchant :	56
6.5. Calcul de la flèche (ELS) :	57
Calcul du moment d'inertie I :	57
7. Pré dimensionnement des poutres principales du plancher	58
• Vérification au stade de montage	58
7.1. Evaluation des charges et surcharges :	58
a) Charges permanentes :	58
b) Charges variables :	58
7.2. Combinaisons de charges :	58
7.3. Calcul de la flèche (ELS) :	58
7.4. Vérification à l'ELU :	58
7.5.1. Vérification de la section à la résistance :	58
7.5.2. Vérification de la section à l'effort tranchant.....	59
7.5.3. Calcul de la flèche (ELS) :	59
Conclusion :	59
• Vérification au stade finale :	59

8.1. Evaluation des charges :	59
a) Les charges permanentes :	59
b) Les charges variables :	59
8.2. Combinaisons des charges :	60
9. Caractéristique de la poutre mixte :	60
9.1. Calcul de la largeur efficace du béton :	60
9.2. Calcul de la section équivalente :	60
9.3. Position de l'axe neutre :	60
9.4. Vérification à L'ELU :	61
9.4.1. Vérification du moment de résistance plastique :	61
9.4.2. Vérification de l'effort tranchant :	61
9.5. Vérification à L'ELS :	61
Vérification de la flèche :	61
Calcul du moment d'inertie I :	61
10. Calcul des connexions acier-béton :	62
10.1. Introduction :	62
10.2. Choix des dimensions des connecteurs :	63
10.3. Calcul de nombre de connecteurs (goujon) :	64
10.4. Calcul de l'espacement entre les goujons (EC4 6.1.3) :	65
10.5. Conclusion :	66

CHAPITRE V : Etude numérique

1. Introduction :	67
2. logiciel de calcul et l'optimisation des structures :	67
3. Description du logiciel ROBOT :	67
4. Etape à suivre dans le logiciel :	67
4.1. La modélisation :	67
4.2. Type de chargements :	68
4.3. Combinaisons de charges :	69
4.4. Vérification et analyse :	69
4.5. Affichage des résultats :	70

4.5.2. Vérification des lisses.....	72
a) vérification des lisses long panne droite.....	73
b) vérification des lisses long panne gauche.....	73
c) vérification des lisses coté pignon	74
4.5.3. Vérification de portique	76
a) vérification de traverse	76
4.5.4. Vérification de potelets.....	79
5. vérification les éléments de planchers	80
5.1. Vérification des poutres principales	80
5.2. Vérification des solives	81

CHAPITRE VI : Etude du portique

1.Introduction :	83
2. Evaluation des charges :.....	83
2.1. Les charges permanentes revenant à la traverse de la toiture :	83
2.2. Effet de la neige :	84
2.3. Effet du vent :	84
2.4. Pression équivalente.....	84
3. Pré-dimensionnement de la traverse :	86
a) Bilan des efforts :	87
b) Calcul préliminaire :	87
3.1. Vérification de l'IPE 500 pour la traverse a (l'ELU) :	87
3.1.1. Vérifications des efforts tranchants :.....	87
3.1.2. Vérification à la flexion composée.....	87
3.1.3. Vérifications de l'effort normal :.....	88
3.1.4. Vérifications du moment fléchissant :	88
3.2. Vérification de l'élément aux instabilités :	88
89	
b) Flexion composée avec risque de déversement :.....	89
3.3. Conclusion :.....	92
4. Vérification des poteaux (IPE550) :	92

4.1. Résistance au flambement par rapport à l'axe fort yy (dans le plan du portique)	92
4.2. Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z (hors du plan du portique) :	93
4.3. Calcul de la résistance au déversement :	93
4.4. Calcul des coefficients d'interaction k_{ij} : (EC3 , table B1)	95
4.4.1. Interaction effort normal et moment fléchissant – flambement dans plan yy :	95
4.4.2. Interaction effort normal et moment fléchissant – flambement hors plan zz :	96
4.5. Conclusion.....	96
5. Etude numérique de portique	97
5.1. Tableau des chargements	97
5.2. Tableau des combinaisons	98
5.3. Diagrammes des moments fléchissant M_y	98
• Diagramme de moment fléchissant de la traverse M_y	98
• Diagramme de moment fléchissant de poteau M_{ysd}	99
5.4. Note de calcul de Poteau	99
5.6. Note de calcul de la traverse.....	100
5.7. Conclusion.....	102
6. Pré-dimensionnement de la traverse :	103
a) Bilan des efforts :	103
b) Calcul préliminaire :	103
6.3. Conclusion :	108
7. Vérification des poteaux (IPE550) :	108
7.1. Résistance au flambement par rapport à l'axe fort yy (dans le plan du portique)	108
7.2. Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z (hors du plan du portique) :	109
7.3. Calcul des coefficients d'interaction k_{ij} : (EC3 , table B1)	111
7.3.1. Interaction effort normal et moment fléchissant – flambement dans plan yy :	111
8. Etude numérique de portique	112
8.1. Tableau des chargements	112
8.2. Tableau des combinaisons	113
8.3. Diagrammes des moments fléchissant M_y	113
8.4. Note de calcul de Poteau	114
8.5. Note de calcul de la traverse.....	116

8.6. Conclusion	117
-----------------------	-----

CHAPITRE VII : Etude des escaliers

1. Introduction :	118
2. Définition des éléments constituant les escaliers :	118
3. Choix des dimensions :	118
3.1. Vérification de blondel	119
3.2. Dimensionnement de la cornière (support) :	120
4. Détermination de la section de cornière :	120
4.1. Evaluation des charges :	120
a) Les charges permanentes : (Sans poids de profile)	120
b) Les charges d'exploitations :	120
4.2. Les combinaisons des charges : (ELS)	121
4.2.1. Condition de flèche :	121
4.3. Les combinaisons des charges :	121
4.4. Vérification à la flèche :	121
4.5. Vérification de l'effort tranchant (cisaillement):	121
4.6. Vérification du moment fléchissant (résistance) :	122
4.7. Conclusion :	122
5. Dimensionnement de limon :	122
5.1. Evaluation des charges :	123
A) Sur la volée :	123
A1) Les charges permanentes :	123
B) Sur le palier :	123
B1) Les charges permanentes :	123
B) Charge d'exploitation :	123
5.2. Calcul de la charge équivalente :	123
5.2.1. Charges permanentes :	123
5.2.2. Charge d'exploitation.....	124
5.3. Vérification de la flèche :(ELS)	124
5.4. Vérification à la résistance : (ELU)	125
5.5. Vérification à l'effort tranchant :	125
5.6. Vérification à la compression :	125
6. Etude de la poutre palière des limons :	126
6.1. Evaluation de charges :	126
6.1.1. Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière « R »	126
6.1.2. Charge équivalente :	126

6.2. Condition de la flèche	127
6.3. La classe de la section.....	127
6.5. Vérification de l'effort tranchant :	128
6.6. Vérification a la flèche :.....	128
6.7. Conclusion	128
7. Calcul de palier de repos :.....	128
7.1. Evaluation des charges :.....	128
a) Charges permanentes :.....	128
b) Charges d'exploitations :	128
7.2. Combinaison des charges :.....	129
7.3. Vérification de la flèche :.....	129
7.4.1. Vérification des poutres de milieu :	130
a) Evaluation de charges :.....	130
7.4.2. Combinaison des charges.....	130
7.4.3. Condition de la flèche	130
a) Evaluation des charges avec IPE 80	130
b) Combinaison des charges :	130
c) Vérification de la flèche :.....	130
d) Vérification à la résistance :	131
7.5. Conclusion	131

CHAPITRE VIII : Etude du contreventement

1. Introduction	132
2. Evaluation des efforts horizontaux.....	132
3.2. Évaluation des efforts horizontaux :	132
3.3. Effort de traction dans les diagonales :	133
3.4. Section de la diagonale :	133
3.4.1. Vérification de la section à la résistance :.....	133
3.5. Conclusion :.....	134
4. calcul de la palée de stabilité en long pan :	134
a) La somme vectorielle des coefficients de pression :	135
b) valeur de la pression dynamique de pointe :	135
4.1. Effort de traction dans la diagonale tendue par la méthode des coupures :	135
4.2. Vérification à la résistance ultime de la section :	136

5. Vérification des montants (Pannes) de la poutre au vent :	136
5.1. Flexion composé déviée (bi axiale) :	136
5.1.1. Vérification de la section à la résistance :	136
5.1.2. Charge et surcharge revenant à la panne intermédiaire :	137
5.1.3. Incidence de l'effort tranchant :	138
5.1.4. Incidence de l'effort normal :	138
5.2. Vérification de l'élément aux instabilités :	138
5.2.1. Résistance au flambement par rapport à l'axe fort yy :	139
5.2.2. Résistance au flambement par rapport à l'axe faible zz :	140
5.2.3. Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{it} :	140
5.2.4. Calcul des coefficients d'interaction K_{ij} avec risque de déversement (Annexe B Eurocode3).140	
5.3. Conclusion :	141

CHAPITRE IX : Etude sismique

1. Introduction :	142
2. Notions de sismologie :	142
3. Méthode de calcul :	142
a) Choix de la méthode :	142
b) Caractéristiques du hangar étudié :	143
c) Nombre des modes considérer (RPA99/2003) :	143
3. Spectre de réponse de calcul :	143
4. Calcul de la force sismique totale :	144
4.1. Coefficient d'accélération de zone A :	144
4.2 Facteur d'amplification dynamique moyen D :	144
4.3. Calcul du période fondamentale à l'aide des formules empirique.....	145
4.4. Facteur de qualité Q :	145
4.5. Coefficient de comportement global de la structure R :	146
4.6. Le poids de la structure W :	147
5. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :	148
5.1 Suivant le sens X :	148

5.2. Suivant le sens Y :	149
6. Les sollicitations dues au vent plus défavorable (sens pignon) :	149
6.1. Suivant le sens X (face pignon) :	149
6.2. Suivant le sens Y (face long pan) :	149
7. Conclusion	149

CHAPITRE X : Etude des assemblages

1. Introduction :	150
2. Assemblage de rive	150
2.1. Calcul de la hauteur de la partie comprimée :	150
2.2. Calcul du moment résistant :	151
2.3. L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons :	151
2.4. Le moment résistant effectif de l'assemblage :	152
2.5. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :	152
2.6. Vérification a la résistance de l'âme du poteau(IPE550) dans la zone tendue :	152
2.7. Vérification a la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :	153
2.8. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :	155
2.9. Conclusion :	155
3. Calcul de l'assemblage du faitage :	156
3.1. Le moment résistant de l'effectif de l'assemblage	156
3.2. L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons :	156
3.3. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :	157
3.4. Conclusion	157
4. Calcul de l'assemblage du poteau -plancher :	157
4.2. Calcul de la hauteur de la partie comprimée :	157
4.3. Calcul du moment résistant :	158
4.4. L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons :	158
4.5. Le moment résistant effectif de l'assemblage :	158
4.6. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :	159
4.7. Vérification a la résistance de l'âme du poteau(IPE550) dans la zone tendue :	159
4.8. Vérification a la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :	160
4.9. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :	161
4.10. Conclusion :	161

5. Calcul des bases des poteaux :	162
5.1. Résistance du béton a la compression :	164
5.2. Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement:	164
5.3. Estimation de l'aire de la plaque d'assise :	164
5.4. Choix du type de la plaque d'assise :	164
5.5. Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise :	165
a) Calcul de la largeur d'appuis additionnel 'c' :	165
b) Les dimensions de la plaque d'assise	165
c) Calcul de la section efficace Aeff :	166
5.6. Vérification de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant.....	166
5.7. Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de plaque d'assise :	166
6. Tiges d'ancrages.....	167
6.1. Résistance des tiges d'ancrage au cisaillement	167
6.2. Dimensionnement des bûches de cisaillement	168
6.3. Résistance des tiges d'ancrage a l'effort de soulèvement :	168
6.3.1. Résistance des tiges d'ancrage	168
6.4. Calcul de la contrainte d'adhérence <i>fbd</i> ::.....	170
6.5. La longueur totale de la tige requise :	170
6.6. Calcul de la résistance d'ancrage en traction <i>Fanc . rd</i>	170
7. Les vérifications des assemblages avec logiciel robot structural :	172
7.1. Vérification de l'assemblage poteau-traverse	172
7.2. Vérification de l'assemblage traverse-traverse (faitage).....	183
7.3. Vérification de l'assemblage au pied du poteau.....	192

CHAPITRE XI : Etude des fondations

1.Introduction :	201
2. Les types des fondations :	201
3. Choix des fondations :	201
4. Etude des semelles :	202
4.1. Charges à prendre en considération.....	202
4.2. Dimensionnement de la semelle :	203
a) Détermination de A et B :	203
b) Vérification en tenant compte du poids de la semelle.....	203

c) Vérification de la stabilité au renversement.....	204
d) Ferrailage de la semelle (BAEL 91).....	204
e) Ancrage des barres	204
f) Ferrailage du fût :	205
5. Calculs des longrines :	207
5.1. Dimensionnement des longrines :	207
5.2. Calcul du ferrailage :.....	207
a) Calcul ferrailage	207
b) Vérification de condition de non-fragilité :	208
c) Calcul d'armatures transversales :	208
d) Calcul d'espacement des cadres :	208
Conclusion général	209

LISTE DE FIGURE

Figure I 1 : vue 3D	4
Figure I .2 vue des ouvertures	5
Figure II.1. Hauteur de référence Z_e	9
Figure II.2. direction des vents.....	11
Figure II.3. les zones de C_{pe} pour la toiture.....	12
Figure II.4. les zone des cpe pour parois vertical.....	14
Figure II.5. valeurs de C_{pe} pour les parois verticales.	14
Figure II.6. les zone des cpe pour parois vertical.....	15
Figure II.7. la répartition de la pression aérodynamique sur la toiture de vent 1	16
Figure II.8. la répartition de la pression aérodynamique sur la toiture de vent 2.....	17
Figure II.9. aire de frottement	18
Figure II.10. Représentation des charges provoquant un moment de renversement au long pan	22
Figure II.11. Représentation des charges provoquant un moment de renversement au pignon	23
Figure II.12. la charge de neige sur le sol et la structure.....	24
Figure II.13. charge de neige avec cumulation	25
Figure III.1 La disposition de la panne.....	27
Figure III.2 Disposition des liernes	33
Figure III.3	35
Figure III.4	37
Figure IV.1.	50
Figure IV.2. la vue en plan	51
Figure IV.3. Schéma de la trame supportant les planchers.....	52
Figure IV.4. - dalle)	55
Figure IV. 5. Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle	56
Figure IV.6. - dalle)	60
Figure IV.7.	63
Figure IV.8. Caractéristiques des connecteurs.....	64
Figure V.1. Vue de la structure	68
Figure V.2. Les cas de charge	68
Figure V.3. les combinaisons introduit	69
Figure VI.1. Vue du portique en 2D	83
Figure VI.2.	88

Figure VI.3.	Vue de portique.....	97
Figure VI.4.	Tableau des chargements	97
Figure VI.5.	Tableau des combinaisons	98
Figure VI.6.	Diagramme des moments max sur la traverse.....	98
Figure VI.7.	Diagramme des moments max sur le poteau.....	99
Figure VI.8.	Vue du portique en 2D	103
Figure VII.1.	Les dimensions des escaliers.....	118
Figure VII.2.	Disposition et dimension des éléments des escaliers	119
Figure VII.3.	disposition des cornières.	120
Figure VII.4.	Charge appliqué sur la cornière.....	120
Figure VII.5.	Distribution des charges sur un limon.....	122
Figure VII.6.	Charge équivalente(G)	124
Figure VII.7.	charge équivalente (Q).....	124
Figure VII.8.	Schéma statique de la poutre palière.....	126
Figure VII.9.	Elément constructifs du palier de repos	129
Figure VII.1.	Poutre au vent	133
Figure VII.2.	Vue en plan de palier de stabilité	135
Figure IX.1.	spectre de réponse	146
Figure IX.2.	Distribution des forces sismique par portique mixte (sens transversal).....	148
Figure IX.3.	Distribution des forces sismique par files (sens longitudinale).....	149
Figure X.1.	Assemblage poteau traverse.....	151
Figure X.2.	Résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée	154
Figure X.3.	Assemblage traverse traverse.....	156
Figure X.4.	Assemblages poutre principal poteau.....	158
Figure X.5.	Base de poteau.	162
Figure X.6.	Pieds de poteau articulés.	162
Figure X.7.	Pieds de poteau encastés.	163
Figure X.8.		163
Figure X.9.		167
Figure X.10.		169
Figure X.11.		171
Figure.XI.1.	Semelle isolée	202
Figure.XI.2.	Disposition des barres de ferrailage	205
Figure.XI.3.	Dimensions de fût	207

Figure.XI.4. Ferrailage des longrines.	208
---	-----

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1.	les coefficients de pression extérieure des zones de la toiture	13
Tableau II.2.	Les coefficients extérieurs des zones parois vertical	14
Tableau II.3.	les coefficients de pression extérieure de toiture	15
Tableau II.4.	les valeurs de coefficient pression extérieure des parois vertical.....	15
Tableau II.5.	pression de vent perpendiculaire a la grande face ($\theta = 0^\circ$) V1.....	16
Tableau II.6.	pression de vent perpendiculaire a la grande face ($\theta = 90^\circ$) V2	17
Tableau II.7.	Action d'ensemble direction du vent ($\theta = 0^\circ$) avec dépression intérieure de -0.3	19
Tableau II.8.	Action d'ensemble direction du vent ($\theta = 0^\circ$) avec dépression intérieure de +0.2	20
Tableau II.9.	Action d'ensemble direction du vent ($\theta = 90^\circ$) avec dépression intérieure de -0.3 ...	20
Tableau II.10.	Action d'ensemble direction du vent ($\theta = 90^\circ$) avec dépression intérieure de 0.2.....	21
Tableau II.11.	les forces horizontales et vertical des point d'application vent (($\theta = 0$) avec pression intérieure +0.2	21
Tableau III.1	Valeur des charges d'entretiens	27
Tableau III.2	Caractéristique géométrique de l'IPE 180	28
Tableau III.3	Caractéristique géométrique de l'UPN 140	38
Tableau III.4	Caractéristique géométrique de l'HEB180	45
Tableau IV.1	Caractéristique géométrique IPE 180.....	53
Tableau IV.2	Caractéristique géométrique IPE450.....	58
Tableau VI.1.	Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et La toiture	84
Tableau VI.2.	Différent de chargement.....	85
Tableau VI.3.	Les combinaisons a ELU	85
Tableau VI.4.	les combinaison a ELS	86
Tableau VI.5.	les combinaison sismiques	86
Tableau VI.6.	Caractéristiques géométriques de l'IPE500	87
Tableau VI.7.	Caractéristique géométrique de l'IPE500	92
Tableau VI.8.	Caractéristiques géométriques de l'IPE500	104
Tableau VI.9.	Caractéristique géométrique de l'IPE500	109
Tableau VII.1.	Caractéristique et dimension de L 45 x 45 x 4.....	121
Tableau VII.2.	Dimension et caractéristique de l'UPN 220.....	125
Tableau VII.3.	Dimension et caractéristique de l'IPE300.....	127
Tableau VII.4.	Dimension et caractéristique de l'IPE80.....	130
Tableau VII.1.	coefficient minorateur β_1 et β_2	134
Tableau VII.2.	les caractéristiques géométriques de L'IPE180	137
tableau IX.1.	les valeurs de pénalité Pq :	146

tableau IX.2.	le poids des éléments au niveau de l'entête de poteau	147
tableau IX.3.	le poids des éléments au niveau de plancher	147
tableau IX.4.	poids total de la structure.	147
Tableau XI.1.	Tableaux de l'effort normal.	202

Introduction :

Vers le milieu du siècle dernier, le fer s'est révélé un matériau de construction de tout premier ordre.

Il s'est imposé à un tel point, par ses qualités de résistance, qu'il a remplacé le bois dans de nombreuses applications à la charpente. Il offrait l'avantage de permettre l'édification d'ossatures, dont les sections exigües absorbaient beaucoup moins de place que les matériaux employés jusqu'alors, donnaient à l'ensemble de la charpente un aspect de légèreté, tout en permettant de donner aux pièces porteuses des portées inusitées.

Les installations industrielles, en raison du développement prodigieux de la production, ont réclamé des bâtiments spacieux, aux portées de plus en plus imposantes, et c'est ainsi que le fer lui-même s'est révélé comme un matériau dont les qualités devenaient insuffisantes.

Les progrès de la sidérurgie ont permis de mettre à la disposition des constructeurs des aciers de construction répondant parfaitement aux nécessités nouvelles.

Les forges ont ainsi créé des nuances, possédant des qualités mécaniques bien définies, permettant des taux de travail plus élevés ; tandis que l'art de l'ingénieur, par de nouveaux moyens d'investigation, s'est attaché à chiffrer de façon beaucoup plus précise les efforts sollicitant les pièces constitutives d'une construction.

Jusque vers 1930, le rivetage et le boulonnage constituaient exclusivement les seuls procédés d'assemblages.

A partir de cette date, la soudure électrique s'est généralisée, apportant de profondes modifications dans l'art de la construction métallique.

La sidérurgie s'est trouvée devant un nouveau problème. Il n'était plus de livrer des aciers possédant des qualités mécaniques déterminées, il fallait qu'ils possédassent encore des qualités chimiques propres à les rendre soudables.

Les forges livrent actuellement, sur demande, des aciers de qualité réputée soudable.

CHAPITRE I

GENERALITE

1.Introduction

Ce projet consiste faire une étude d'un hangar en ossature métallique destinée à usage fabrication, situer à la zone industriel el Harrach willaya d'Alger à altitude de 50m ; Le hangar occupe une assiette de 756 m² doté d'un espace administratif reposant sur un plancher mixte d'une surface 302 m²

2. Qualité des aciers de construction :

a. Les avantages

Le matériau acier présente un palier de plasticité très important « un allongement de 24% » qui permet une bonne adaptation plastique des sections.

La résistance à la traction et à la compression sont identiques sauf cas d'instabilité de ce dernier.

Le délai de réalisation étant plus courts deviennent les sources de profits.

Un avantage en construction métallique peut être modifié permettant ainsi de faire face à des besoins nouveaux.

b. Les inconvénients :

Les risques d'instabilités réduisent les efforts de compression admissible.

Sensibilité à la corrosion et la mauvaise résistance au feu.

3. Présentation du projet :

Ce projet de fin d'étude s'oriente exclusivement vers l'étude des éléments structuraux d'un hangar métallique.

L'envergure et la complexité de ce projet m'ont permis de mener à bien une large palette d'études énumérer ci-dessous :

Etude climatique (neige et vent).

Etude de l'ossature secondaire (dimensionnement des éléments supportant la toiture et les panneaux de façade).

Etude et dimensionnement du plancher collaborant.

Etude et dimensionnement du portique (Etude de l'ossature principale du hangar).

Etude des assemblages.

Etude numérique du portique et des assemblages.

4. Présentation de l'ouvrage :

4.1. Données géométriques :

Longueur totale : 30 m

Largeur totale : 25.2m

Hauteur des poteaux : 7m

Hauteur totale : 8.2m

Epaisseur du plancher : 13cm

4.2. Données concernant le site :

Altitude = 50 m

Zone de neige : zone B

Zone du vent : zone 1

Zone sismique : zone (III)

Catégorie du terrain : S3

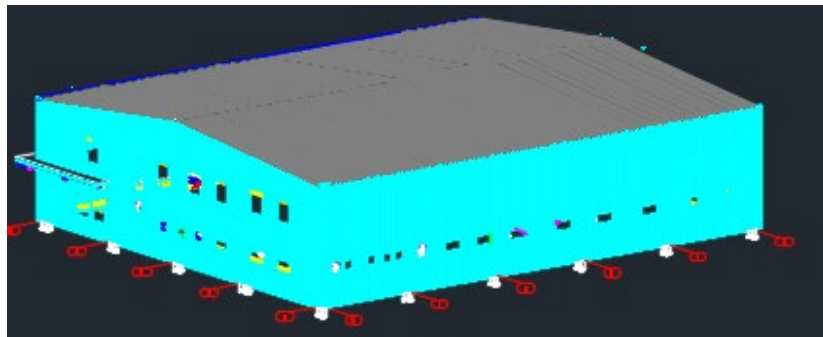


Figure I 1 : vue 3D

4.3. Ouvertures :

- **Façade Nord** : 60.7m²

2 portes automatique $S = 5 \times 5 \times 2 = 50 \text{ m}^2$

Une porte d'accès $S = 1200 \times 1900 = 2280000 \text{ mm}^2 = 2.28 \text{ m}^2$

3 fenêtres (vitrage fixe pour la lumière) $S = 3 \times 1200 \times 600 = 2160000 \text{ mm}^2 = 2.16 \text{ m}^2$

Une fenêtre (vitrage fixe pour la lumière) $S = 6393.4 \times 979.36 = 6.26 \text{ m}^2$

- **Façade Sud** : 17.4m²

8 fenêtre (vitrage fixe pour la lumière) $S = 8 \times 1400 \times 1200 = 13440000 \text{ mm}^2 = 13.44 \text{ m}^2$

3 fenêtre (vitrage fixe pour la lumière) $S = 600 \times 1200 \times 3 = 2160000 \text{ mm}^2 = 2.16 \text{ m}^2$

5 fenêtre (vitrage fixe pour la lumière) $S = 5 \times 600 \times 600 = 1800000 \text{ mm}^2 = 1.8 \text{ m}^2$

- **Façade Est** : 15.62m²

1 fenêtre (vitrage fixe pour la lumière) $S = 6393.4 \times 979.36 = 6261440.224 \text{ mm}^2 = 6.26 \text{ m}^2$

10 fenêtre (vitrage fixe pour la lumière) $S = 1200 \times 600 = 720000 \text{ mm}^2 = 0.72 \text{ m}^2$

6 fenêtre (vitrage fixe pour la lumière) $S = 600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2 = 0.36 \text{ m}^2$

- **Façade Ouest** : 19.62m^2

1 fenêtre (vitrage fixe pour la lumière) $S=6393.4*979.36= 6261440.224\text{mm}^2=6.26\text{m}^2$

10 fenêtre (vitrage fixe pour la lumière) $S= 10*1200*600=7200000\text{mm}^2=7.2\text{m}^2$

1 fenêtre (vitrage fixe pour la lumière) $S= 600*600=0.36\text{m}^2$

1 fenêtre ouverte $S= 1410*1350=1903500\text{mm}^2=1.9035\text{m}^2$

Une porte d'accès $S=1300*3000= 3900000 \text{ mm}^2=3.9\text{m}^2$

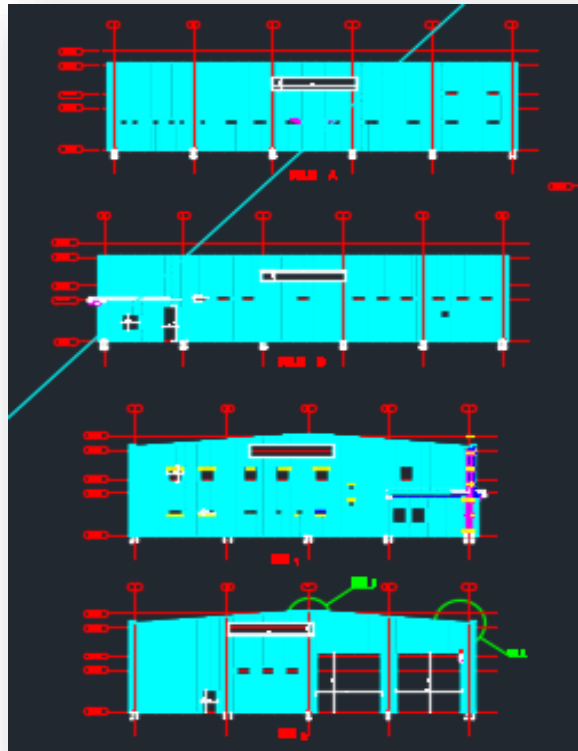


Figure I .2 vue des ouvertures

5. Matériaux utilisés :

5.1. Acier :

On a opté pour des aciers de construction laminé à chaud avec une nuance S235 qui

Présente la caractéristique suivante

Résistance limite d'élasticité : $F_y=235 \text{ MPA}$

Module d'élasticité longitudinale : $E=210000 \text{ MPA}$

Module de cisaillement : $G= 81000 \text{ MPA}$

Poids volumique : $\rho = 7859 \text{ kg/m}^3$

Coefficient de dilatation thermique $\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

Tableau I 1 : valeurs nominales de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la traction f_u des aciers .

Norme et nuance d'acier	Épaisseur nominale t de l'élément [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

5.2. Béton armé :

L'acier et le béton présentent de bonnes caractéristiques d'adhérences, d'où l'idée de les associer pour obtenir le béton armé qui est le matériau le plus utilisé dans la construction.

Pour faire du béton armé il faut une disposition spatiale des armatures qui dépend de la forme de l'élément et de la nature de la sollicitation.

Les caractéristiques du béton utilisé sont :

La résistance à la compression : $F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

La résistance à la traction : $F_{t28} = 0.06f_{c28} + 2.1 \text{ Mpa}$

Poids volumique : $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$

Module d'élasticité : $E = 14000 \text{ Mpa}$

Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4.10^{-6}$

5.3. Acier de ferrailage :

Ferrailage du plancher mixte : Barres d'acier HA de nuance FeE400

5.4. Assemblages :

On utilisera deux types d'assemblages :

Assemblages boulonnés

Par boulons H.R (haute résistance) à serrage contrôlé dans les encastrement

Par boulons ordinaires dans les autres cas

Assemblages soudés

Les produits d'apport de soudage seront conformes aux normes y afférentes.

5.5. Rapport de sol :

Le rapport préliminaire après les études faites sur le sol où le projet sera implanté nous donne la contrainte du sol tirée de la portance :

$$\sigma_{adm} = 2 \text{ bar}$$

CHAPITRE II

ETUDE CLIMATIQUE

1. Etude de vent

A. Généralité

1. Introduction :

Scientifiquement, le vent est un phénomène naturel qui résulte du mouvement de l'air d'une zone à pression élevée à une zone à faible pression.

Il exerce sur les structures des actions extérieures (compressions et tractions) et intérieures (suppressions et dépressions) agissant perpendiculairement aux parois considérées.

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ce, dans toutes les directions possibles. Les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent **RNVA2013**.

Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs :

La région

La direction.

Le site d'implantation de la structure et leur environnement.

La forme géométrique et les ouvertures qui sont contenues par la structure.

La rigidité de la construction.

Selon le sens du vent et l'état des ouvertures, quatre cas ont été envisagés :

Vent sur long-pan avec surpression intérieure.

Vent sur long-pan avec dépression intérieure.

Vent sur pignon avec surpression intérieure.

Vent sur pignon avec dépression intérieure.

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture pour un vent perpendiculaire :

Au long pan V2

Au pignon V1

2. Détermination des actions du vent :

2.2. Détermination du coefficient d'exposition C_e :

Il est fonction des effets de rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. Pour les constructions peu sensibles aux effets dynamiques ($C_d < 1,2$ → CPSED), On a :

$$C_e(Z) = C_t(z)^2 \cdot C_r(z)^2 \cdot \left[\frac{1 + 7 \cdot K_T}{C_t(z) \cdot C_r(z)} \right]$$

K_T : Facteur de terrain : donné au **tableau 2.4 (RNV99)**.

Cr : Coefficient de rugosité : il traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

2.3. Coefficient de rugosité Cr :

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

$$C_r(z) = K_t * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{\min} \leq z \leq 200\text{m}$$

z_{min} : donné en fonction de la catégorie du terrain

C_t : l'accroissement de la vitesse du Vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines coefficient de topographie : Le coefficient de topographies $C_t(z)$ prend en compte, les dénivellations isolées. etc.

Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$. (Chapitre II RNVA2013).
(Formule 2.4, chapitre 2 RNVA2013).

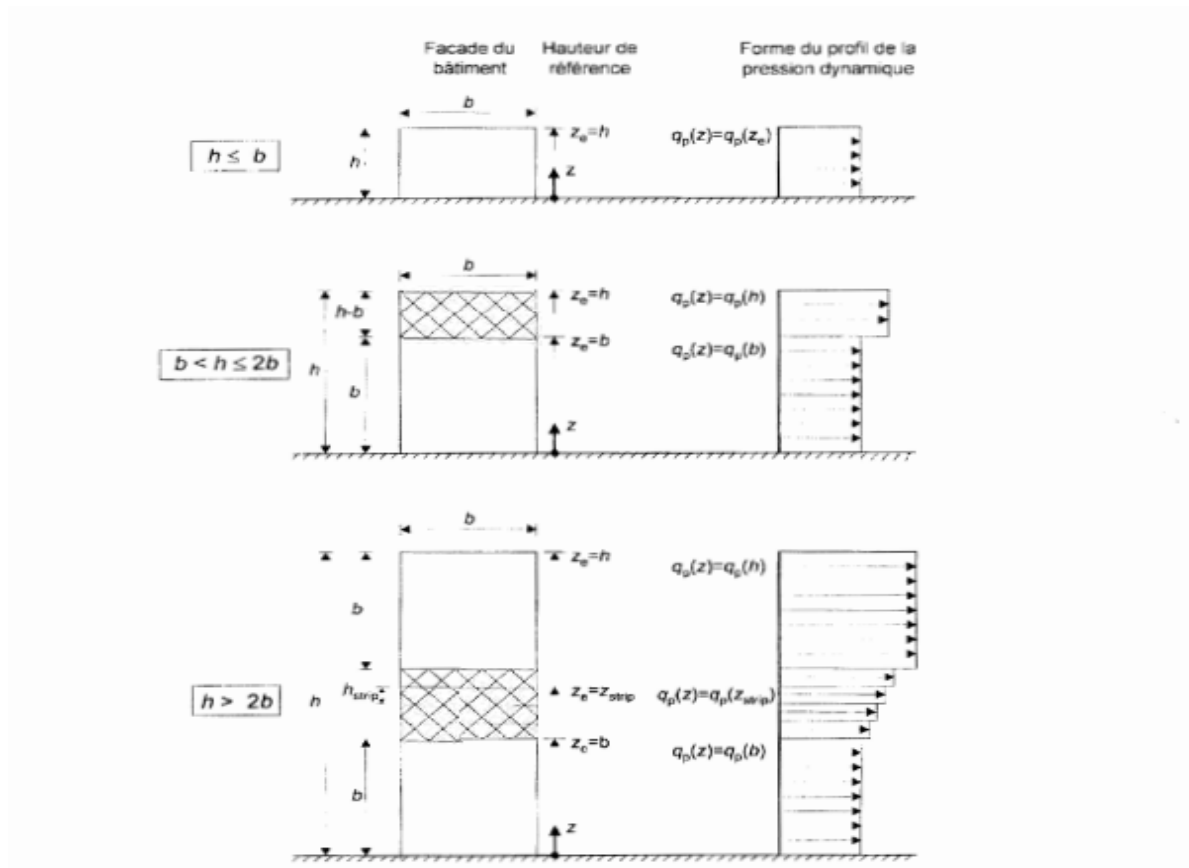


Figure II.1. Hauteur de référence Z_e .

2.4. Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

$$q_h = q_{ref} \times C_e$$

q_{ref} (daN/m²) : c'est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, elle est donnée par le Tableau 2-2 du RNVA2013 (chapitre II-bases de calcul) par

$$Q_{ref} = 37,5 \text{ daN/m}^2 1.25$$

2.5. Détermination des coefficients de pression :

a) Coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieur c_{pe} applicable aux bâtiments et aux parties de bâtiments, ils dépendent de la dimension de la surface chargée A, qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer.

Les coefficients de pression extérieurs sont donnés pour des surfaces chargées A de 1 m² et 10 m² dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées, ils sont notés c_{pe1} pour les coefficients locaux, et c_{pe10} pour les coefficients globaux, respectivement

(Chapitre 5 : coefficient de pression p 80 RNV 2013).

- $c_{pe} = c_{pe1}$ $S \leq 1 \text{ m}^2$
- $c_{pe} = c_{pe1} + (c_{pe10} - c_{pe1}) \log_{10}(s)$ $1 \text{ m}^2 < s < 10 \text{ m}^2$
- $c_{pe} = c_{pe10}$ $S \geq 10 \text{ m}^2$

Remarque :

Dans nos calculs on considère deux cas :

Le cas où les portes et les fenêtres sont fermées.

Le cas où les portes et les fenêtres sont ouvertes.

Et pour la détermination des valeurs de coefficients de pression extérieure C_{pe} on s'est référé **au tableau (5-1 RNV 2013)**

Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$

b) Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Il est fonction du type de la construction et de ses ouvertures par rapport à la direction du vent.

3. Détermination des pressions :

D'après le règlement, les pressions q_j sont calculées par la formule suivante :>

$$q_j = q_h \times (C_{pe} - C_{pi})$$

4. Calcul de la force de frottement :

C'est une force complémentaire qui doit être introduite pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent dans le calcul des structures de catégorie I, pour lesquelles soit le rapport $(d/b) > 3$ soit le rapport $(d/h) > 3$, elle est donnée par la formule suivante :

$$F_{fr} = \sum (q_h(z) \cdot C_{frj} \cdot S_{frj})$$

C_{frj} : coefficient de frottement.

S_{frj} : aire de l'élément de surface j .

B. application

1. Présentation générale

Données relatives au site :

-site plat : $C_t(z) = 1$

-zone du vent : zone 1 : $q_{ref} = 37,5 \text{ daN/m}^2$

-terrain de catégorie IV : $K_T = 0.234$, $z_0 = 1$ $z_{min} = 8\text{m}$

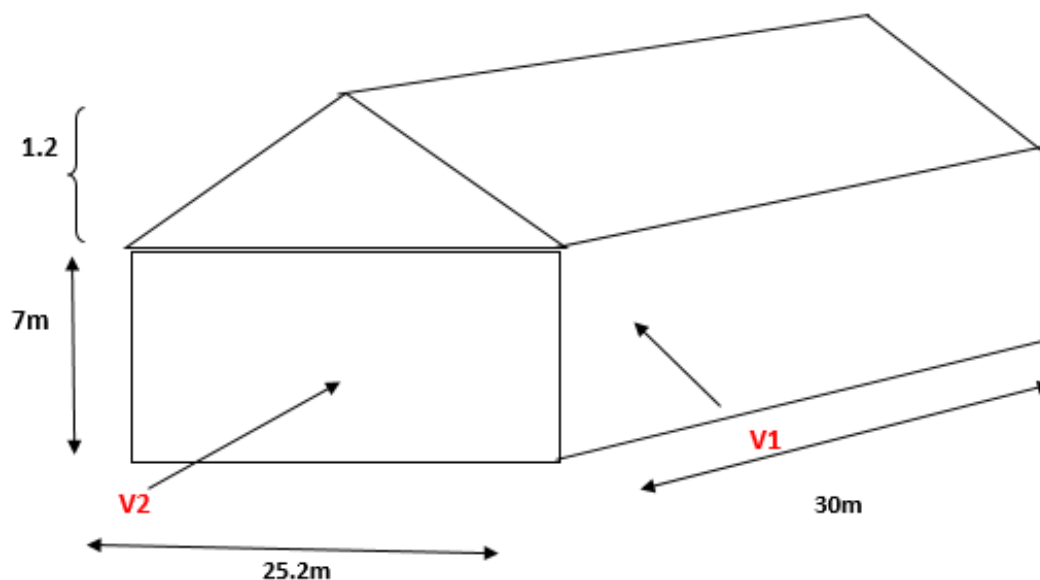


Figure II.2. direction des vents

2. Détermination du coefficient d'exposition C_{pe} :

a. Parois verticales :

$$Z_0 < Z_{\min}$$

$$C_r(z) = 0,23 \cdot \ln\left(\frac{10}{1}\right) = 0,538$$

$$C_e(z) = 1^2 \cdot 0,538^2 \cdot \left(1 + \frac{7,0,23}{1,0,538}\right) = 1,170$$

b. Détermination de la pression dynamique :

$$q_h = C_e \cdot q_{\text{ref}} \quad [\text{daN/m}^2]$$

$$q_h = 1,170 \times 37,5 = \mathbf{43,875 \text{ daN/m}^2}$$

3. vent perpendiculaire a la grande face ($\theta = 0^\circ$) V1

$$b = 30\text{m} \quad d = 25,2\text{m} \quad h = 8,2\text{m}$$

3.1. Toiture :

La toiture est inclinée de $5,44^\circ$

$$e = \min(b ; 2h) = \min(30 ; 2 \times 8,2) = 16,4\text{m}$$

La toiture est à plusieurs versants positifs ; on prend donc les valeurs de C_{pe} d'une toiture à un versant correspondant à $\theta = 0^\circ$ pour le 1^{er} versant.

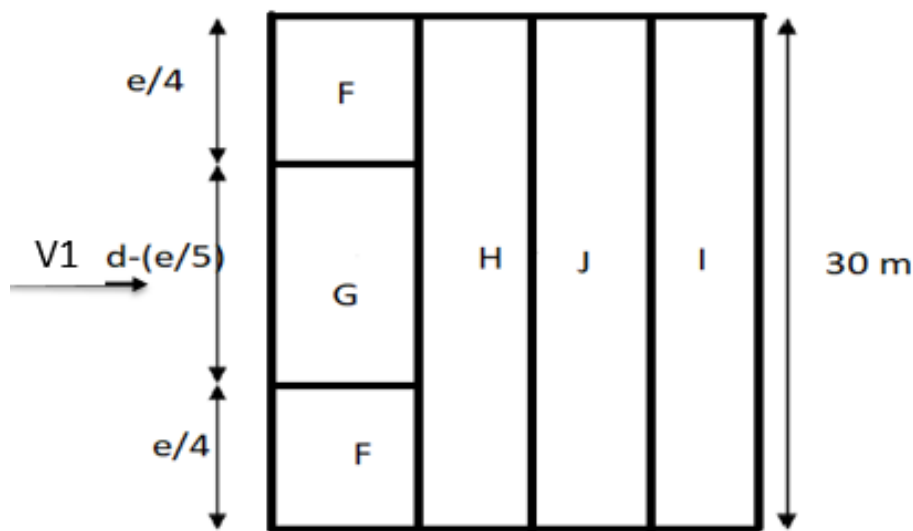


Figure II.3. les zones de C_{pe} pour la toiture.

3.1.1. Action vers le haut

La surface de la zone F

$$A = \frac{e}{10} \times \frac{e}{4} = \frac{16.4}{10} \times \frac{16.4}{4} = 6.724 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2 \text{ donc } C_{pe} \text{ de F on le calcul avec interpolation logarithmique}$$

Pour $\alpha = 5^\circ$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log A = -2.5 + (-1.7 + 2.5) \log 6.724 = -1.83$$

Pour $\alpha = 15$

$$C_{pe} = -2 + (-0.9 + 2) \log 6.724 = -1.82$$

$$C_{pe} = -1.83 + \frac{-1.82 + 1.83}{15 - 5} (5.44 - 5)$$

$$C_{pe} = -1.82$$

Zone G la surface = $30.70 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

Zone H sa surface = 32.88 m^2

Zone I sa surface = 32.88 m^2

Zone j sa surface = 49.2 m^2

$S (G ; H ; I ; J) > 10 \text{ m}^2$

Donc on calcule avec interpolation linéaire

$$\text{Zone G : } C_{pe} = -1.2 + \frac{-0.8 + 1.2}{15 - 5} (5.44 - 5) = -1.18$$

Tableau II.1. les coefficients de pression extérieure des zones de la toiture

Zone	F	G	H	I	J
Surface	6.724	30.70	32.88	32.88	49.2
Cpe	-1.82	-1,18	-0.58	-0,59	-0.61

3.1.2. Action vers le bas

$$C_{peF} = C_{peG} = C_{peH} = 0.088$$

$$C_{peI} = C_{peJ} = 0$$

3.2. Parois verticales :

Il convient de diviser les parois comme suivant :

$$S_A = (e/5) * h$$

$$S_b = (d - e/5) * h$$

$$S_d = S_E = d * h$$

Tableau II.2. Les coefficients extérieurs des zones parois vertical

Zone	A	B	C	D	E
surface	22.46	153.44	61.6	210	210
Cpe	-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

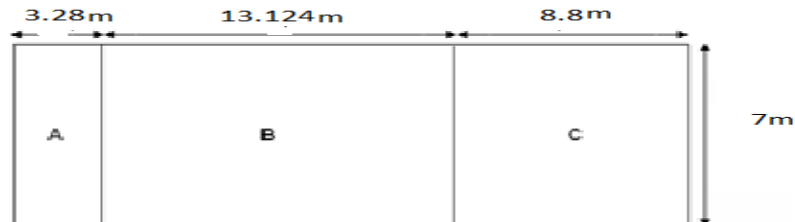


Figure II.4. les zone des cpe pour parois vertical

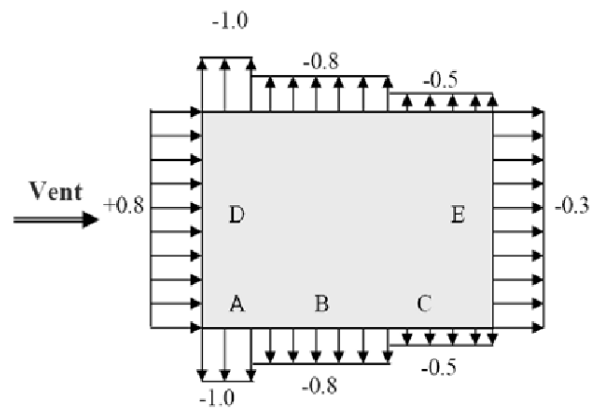


Figure II.5. valeurs de Cpe pour les parois verticales.

4. vent perpendiculaire a la petite face ($\theta = 90^\circ$) V2

$b=25.2m$ $d=30m$ $h=7m$

4.1. Toiture :

La surface F est $10m^2 > S$ donc :

$$C_{pe}(S) = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \cdot \log(S)$$

Tableau II.3. les coefficients de pression extérieure de toiture

Zone	F	G	H	I
Surface	6.724	27.88	165.312	549.96
Cpe	-1,67	-1,3	-0,69	-0,59

4.2. Parois verticales :

Les surfaces A, B, C, D et E sont $>10 \text{ m}^2$ donc : $C_{pe}=C_{pe10}$

Tableau II.4. les valeurs de coefficient pression extérieure des parois vertical

Zone	A	B	C	D	E
Surface	26.896	107.584	11.52	246	246
Cpe	-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

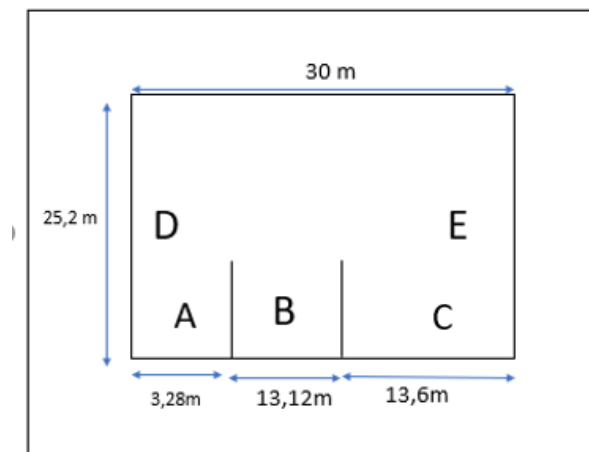


Figure II.6. les zone des cpe pour parois vertical

4. Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

Notre structure est un bâtiment classique pour lesquels μ_p ne peut être déterminée, les valeurs extrêmes suivants être utilisé ;

$C_{pi}=-0,3$ et $C_{pi}=0,2$

5. Calcul des pressions :

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau II.5. pression de vent perpendiculaire a la grande face ($\theta = 0^\circ$) V1

	Zones	qdyn(daN/m ²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	q (daN/m ²)	Cpi	Cpe-Cpi	q (daN/m ²)
Parois Verticales	A	43.875	-1,00	-0,3	-0,7	-30,7125	0,2	-1,2	-52,65
	B	43.875	-0,80	-0,3	-0,5	-21,9375	0,2	-1	-43,875
	C	43.875	-0,50	-0,3	-0,2	-8,775	0,2	-0,7	-30,7125
	D	43.875	0,80	-0,3	1,1	48,2625	0,2	0,6	26,325
	E	43.875	-0,30	-0,3	0,00	0,00	0,2	-0,5	-21,937
Toiture	F	43.875	-1,82	-0,3	-1,52	-66,69	0,2	-2,02	-88,62
	G	43.875	-1,18	-0,3	-0,88	-38,61	0,2	-1,38	-60,547
	H	43.875	-0,58	-0,3	-0,28	-12,285	0,2	-0,78	-34,222
	I	43.875	-0,59	-0,3	-0,29	-12,7237	0,2	-0,79	-34,661
	J	43.875	-0,61	-0,3	-0,31	-13,601	0,2	-0,81	-35,538

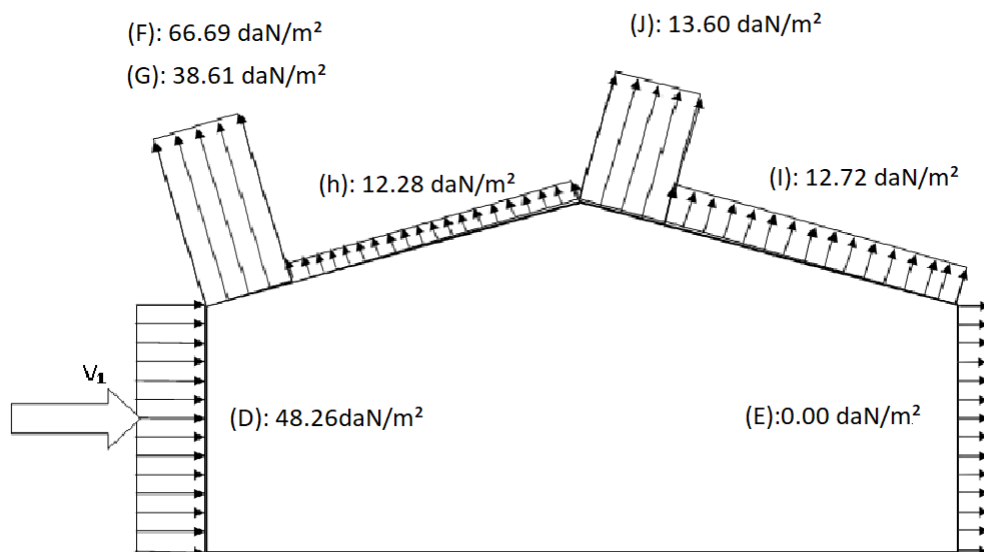


Figure II.7. la répartition de la pression aérodynamique sur la toiture de vent 1

Tableau II.6. pression de vent perpendiculaire a la grande face ($\theta = 90^\circ$) V2

	Zones	qdyn(daN/m ²)	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	q (daN/m ²)	Cpi	Cpe-Cpi	q (daN/m ²)
Parois verticales	A	43.875	-1,00	-0,3	-0.7	-30,7125	0,2	-1,2	-52,65
	B	43.875	-0,80	-0,3	-0.5	-21,9375	0,2	-1	-43,875
	C	43.875	-0,50	-0,3	-0.2	-8,775	0,2	-0,7	-30,7125
	D	43.875	0,80	-0,3	1.1	48,2625	0,2	0,6	26,325
	E	43.875	-0,30	-0,3	0.00	0,00	0,2	-0,5	-21,937
Toiture	F	43.875	-1,67	-0,3	-1.37	-60,108	0,2	-1,47	-64,496
	G	43.875	-1,3	-0,3	-1	-43,875	0,2	-1,1	-48,262
	H	43.875	-0,69	-0,3	-0,39	-17,111	0,2	-0,49	-21,498
	I	43.875	-0,59	-0,3	-0,29	-12,723	0,2	-0,39	-17,111

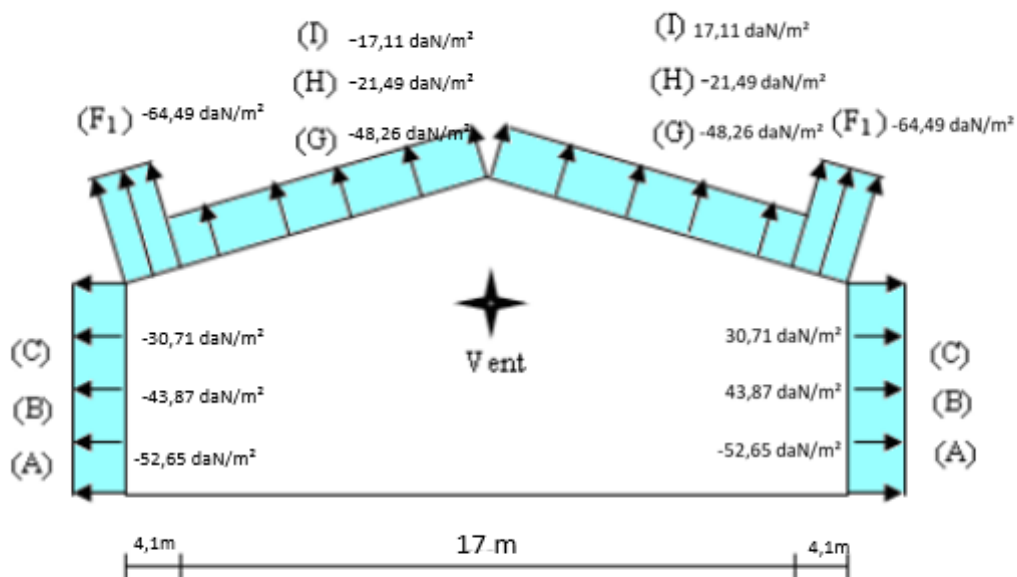


Figure II.8. la répartition de la pression aérodynamique sur la toiture de vent 2

6. Force de frottements :

Dans le cas des structures allongées ou élancées on tient compte d'une force complémentaire due aux frottements qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent au-delà d'une distance des bords au vent égale à la plus petite des valeurs $(2b)$ et $(4h)$

La force de frottements est négligeable si : $S_2 + S_1 \leq 4S_3$

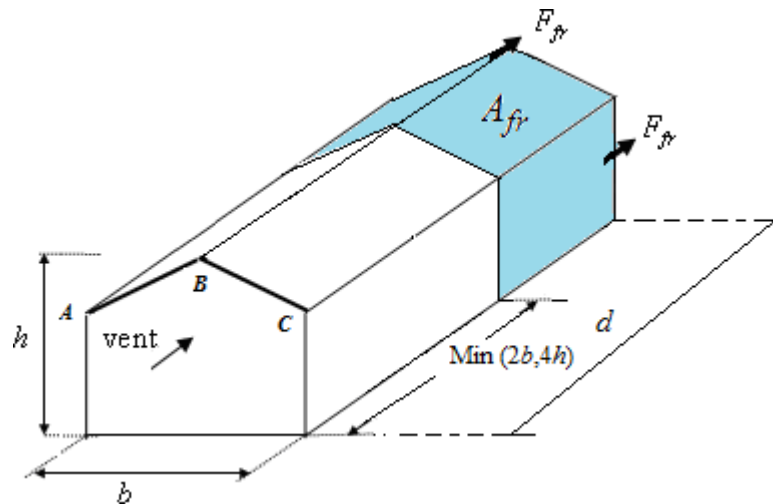


Figure II.9. aire de frottement

6.1. vent perpendiculaire a la grande face ($\theta = 0^\circ$) V1

$$d/b = 30/25.2 = 1.19 < 3$$

$$d/h = 30/8.2 = 3.65 > 3$$

La force de frottement doit être calculée dans ce cas :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(z) \times C_{frj} \times S_{frj})$$

a) Parois verticales :

Type de surface : très rugueuse

On a alors : $C_{fr} = 0,04$

$$S_{fr} = h \cdot d = 8.2 \cdot 30 = 246 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = q_{dyn} \cdot C_{fr} \cdot S_{fr} = 43.875 \cdot 0,04 \cdot 246 = 431.73 \text{ KN}$$

b) Toiture :

On a alors :

$$F_{fr} = 0.04 * 43.875 * \frac{18.6}{\cos 5.44} * 30 = 983.72 \text{ daN}$$

6.2. vent perpendiculaire a la petite face ($\theta = 90^\circ$)

$$d/b = 25.2/30 = 0.84 < 3$$

$$d/h = 25.2/8.2 = 3$$

La force de frottement ne sera pas calculée.

6.3. Action d'ensemble

Tableau II.7. Action d'ensemble direction du vent ($\theta = 0^\circ$) avec dépression intérieure de -0.3

Zone	Fwx	Fwz
D	48.26 * 210 = 10134.6	0
E	0	0
F1	60.98*6.724*tg(5.44)= 39.04	60.98*6.724=410.02
F2	60.98*6.724*tg(5.44)= 39.04	60.98*6.724=410.02
G	38.61*30.70*tg(5.44)= 112.88	38.61*30.70=1185.32
H	12.28*328.8*tg(5.44)= 384.51	12.28*328.8=4037.66
I	12.72*328.8*tg(5.44)= 398.29	12.72*328.8= 4182.33
J	13.60*49.9*tg(5.44) =64.62	13.60*49.9=678.64
Total	11172.98	10903.99

Tableau II.8. Action d'ensemble direction du vent ($\theta = 0^\circ$) avec dépression intérieure de +0.2

Zone	Fwx	Fwz
D	$26.325 * 210 = 5528.25$	0
E	$21.937 * 210 = 4606.77$	0
F1	$82.923 * 6.724 * \text{tg}(5.44) = 53.09$	$82.923 * 6.724 = 557.57$
F2	$82.923 * 6.724 * \text{tg}(5.44) = 53.09$	$82.923 * 6.724 = 557.57$
G	$60.547 * 30.70 * \text{tg}(5.44) = 177.01$	$60.547 * 30.70 = 1858.79$
H	$34.222 * 328.8 * \text{tg}(5.44) = 1071.57$	$34.222 * 328.8 = 11252.19$
I	$34.661 * 328.8 * \text{tg}(5.44) = 1085.31$	$34.661 * 328.8 = 11396.53$
J	$35.538 * 49.9 * \text{tg}(5.44) = 166.51$	$35.538 * 49.9 = 1748.46$
Total	12741.6	27371.11

Tableau II.9. Action d'ensemble direction du vent ($\theta = 90^\circ$) avec dépression intérieure de -0.3

Zone	Fwy	Fwz
D	$48.26 * 246 = 11871.96$	0
E	0	0
F1	0	$60.10 * 6.724 = 404.11$
F2	0	$60.10 * 6.724 = 404.11$
G	0	$43.87 * 27.88 = 1223.09$
H	0	$17.11 * 165.31 = 2828.45$
I	0	$12.72 * 549.96 = 6995.49$
Ffr	2069.14	0
Total	13941.1	11855.25

Tableau II.10. Action d'ensemble direction du vent ($\theta = 90^\circ$) avec dépression intérieure de 0.2

Zone	Fwy	Fwz
D	$26.32 \times 246 = 6474.72$	0
E	$21.93 \times 246 = 5394.78$	0
F1	0	$60.49 \times 6.724 = 433.63$
F2	0	$60.49 \times 6.724 = 433.63$
G	0	$48.26 \times 27.88 = 1345.48$
H	0	$21.49 \times 165.31 = 3552.51$
I	0	$17.11 \times 549.96 = 9409.81$
Ffr	2069.14	0
Total	13938.64	15175.06

Remarque :

Les zones D et E intègrent la partie rectangulaire et la partie triangulaire du pignon.

Tableau II.11. les forces horizontales et vertical des point d'application vent (($\theta = 0$) avec pression intérieure +0.2

ZONE	FWX	FWZ	Coordonnée		
			x	y	z
D	5528.25	0	0	$30/2 = 15$	$7/2 = 3.5$
E	4606.77	0	25.2	15	3.5
F1	53.09	557.57	0.82	2.05	7.07
F2	53.09	557.57	0.82	27.95	7.07
G	177.01	1858.79	0.82	15	7.07
H	1071.57	11252.19	7.12	15	7.67
I	1085.31	11396.53	19.72	15	7.52
J	166.51	1748.46	13.42	15	8.12
FWX	12741.6				4.33
FWZ		27371.11	12.08		

7. Coordonnées du point d'application de la résultante :

a. Composante horizontale F_{wx} :

$$Z = \frac{\sum F_{wxi} * z_i}{\sum F_{wxi}}$$

$$= \frac{5528.25 * 3.5 + 4606.77 * 3.5 + 53.09 * 7.07 + 53.09 * 7.07 + 177.01 * 7.07 + 1071.57 * 7.67 + 1085.31 * 7.52 + 166.51 * 8.12}{12741.6}$$

$$= 4.33$$

b. Composante horizontale F_{wx} :

$$X = \frac{\sum F_{wzi} * x_i}{\sum F_{wzi}}$$

$$= \frac{0 * 25.2 + 557.57 * 0.82 + 557.57 * 0.82 + 1858.79 * 0.82 + 11252.19 * 7.12 + 11396.53 * 19.72 + 1748.46 * 13.42}{27371.11}$$

$$= 12.08$$

8. Calcul de la stabilité d'ensemble :

Pression intérieure de +0.2.

8.1. Vérification de la stabilité transversale :

Direction de vent ($\theta = 0^\circ$).

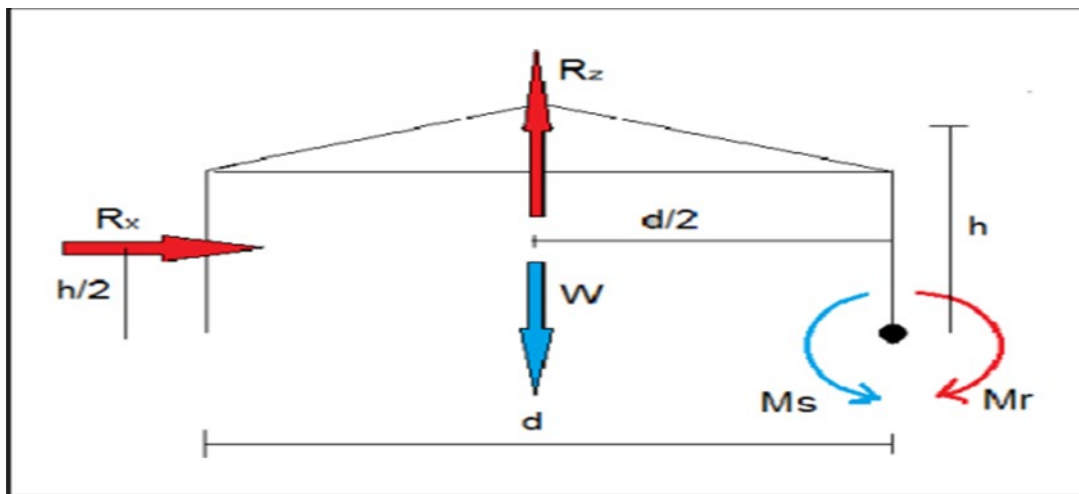


Figure II.10. Représentation des charges provoquant un moment de renversement au long pan

a. Calcul du moment de renversement :

$$M_r = F_{wx} * 4.33 + F_{wz} * (25.2 - 12.08)$$

$$M_r = 414280.09 \text{ daN.m.}$$

b. Calcul du moment stabilisant :

$$M_s = W * 12.6$$

Avec :

$W \approx 50 \text{ daN/m}^2$: Poids approximatif par m^2 de la surface en plan du bâtiment.

$$W = 50 * 25.2 * 30 = 37800 \text{ daN}$$

$$M_s = 37800 * 12.6 = 476280 \text{ daN.m}$$

$M_r = 414280.09 \text{ daN.m} < M_s = 476280 \text{ daN.m}$. → **la stabilité transversale est vérifiée.**

8.2. Vérification de la stabilité longitudinale :

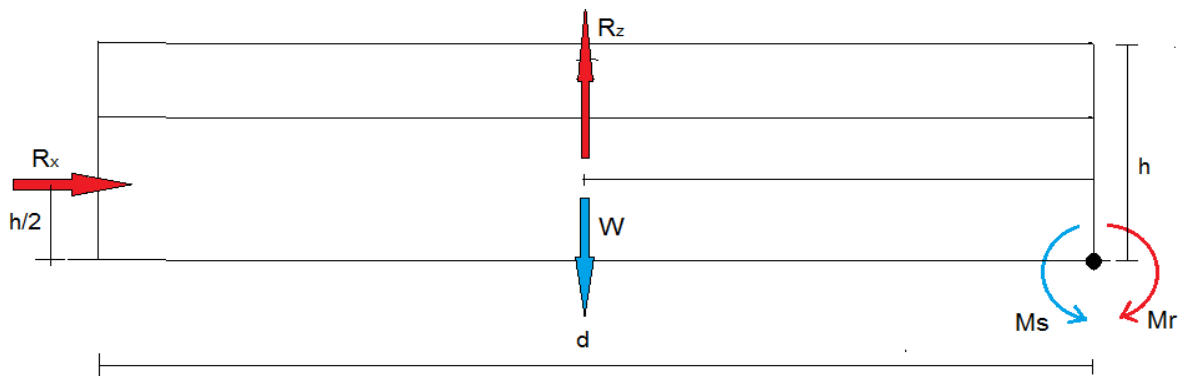


Figure II.11. Représentation des charges provoquant un moment de renversement au pignon

a. Calcul de moment renversement :

$$M_r = [R_x h/2] + [R_z d/2]$$

$$M_r = 13633.959 \times 5 + 93050.097 \times 32.15 = 3059730.41 \text{ daNm} \approx 3059.73 \text{ tm}$$

b. Calcul du moment stabilisant :

$$M_s = 78767.5 \times 32.15 = 2532375.13 \text{ daNm} \approx 2532.38 \text{ tm}$$

$$M_s > M_r$$

2. Etude de l'action de la neige sur la construction :

2.1. Calcul des charges de la neige :

La charge caractéristique de neige sur le sol S_k par unité de surface est fonction de la localisation géographique et l'altitude du lieu considéré. La valeur de S_k est déterminée par les lois de variation suivantes en fonction de l'altitude H du point considéré (par rapport au niveau de la mer) et représentées graphiquement sur la figure si dessus (RNV 2013 Art 4)

Notre structure implantée dans la wilaya de Alger (el Harrach).

Terrain de catégorie IV zone suburbaine (zone industrielle). (RNV 2013)

Le projet est implanté à el Harrach qui classe en zone B (zone de neige), l'altitude par rapport au niveau de la mer est $H=50$ m donc : $S_k = \frac{0,04H+10}{100}$

La charge caractéristique de neige S s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \quad [\text{KN/m}^2]$$

S_k [KN/m^2] : est la charge de la neige sur le sol.

μ : est le coefficient d'ajustement des charges en fonction de la forme de toiture

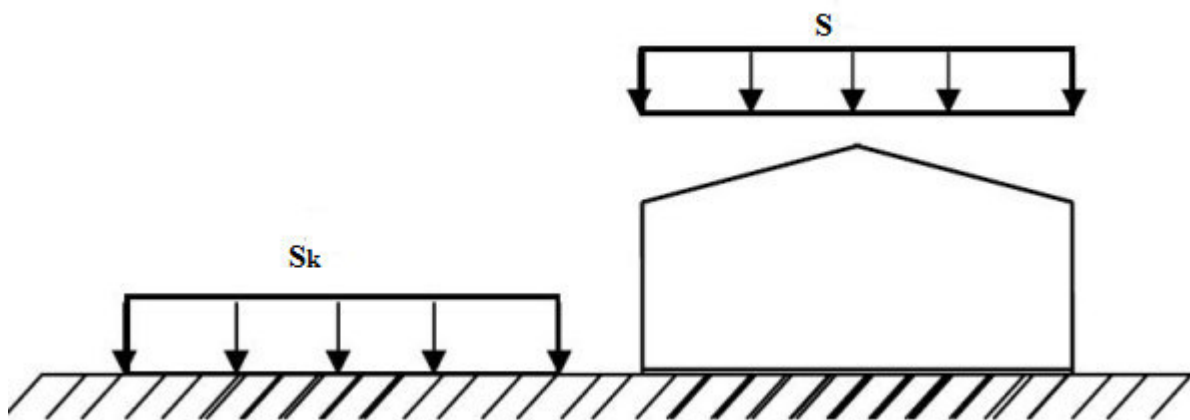


Figure II.12. la charge de neige sur le sol et la structure

2.2.Charge de la neige sur le sol S_k :

S_k Est déterminée par la loi de variation en fonction de l'altitude.

$$S_k = \frac{0,04H+10}{100}$$

$$\rightarrow S_k = \frac{0,04(50) + 10}{100} = 0,12 \text{ KN/m}^2$$

2.3. Coefficient d'ajustement :

Notre structure a une toiture à multi versants symétriques avec une inclinaison $\alpha=15^\circ$.

$$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$$

$$\mu_1 = 0,8$$

$$S1 = 0,8 * 0,12 = 0,096 \text{ KN/m}^2 \text{ (par projection horizontal)}$$

$$S = 0,096 * \cos 5,44 = 0,096 \text{ KN/m}^2 \text{ (suivant le rampant)}$$

2.4. Charge de la neige avec la distribution par le vent

L'un des versant aura la moitié de la surcharge de neige

$$0,55 = 0,5 * 0,096 = 0,048 \text{ daN/m}^2$$

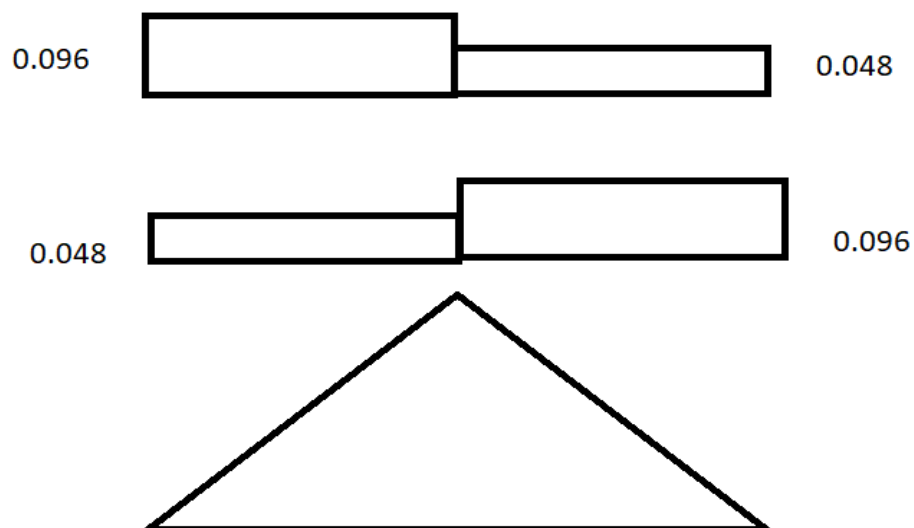


Figure II.13. charge de neige avec cumulation

CHAPITRE III

PRE-

DIMENSIONNEMENT DES

ELEMENTS SECONDAIRE

1.Introduction :

Ce chapitre sera consacré au calcul des éléments secondaires qui sont : les pannes, les lisses de bardage et les potelets, calcul de l'échantignole et lierne des pannes et des lisses.

Les éléments secondaires constituent l'ossature nécessaire au support de la couverture et du bardage.

Pour le calcul de ces éléments on procédera de la façon suivante :

1-Evaluation des charges appliquées sur les éléments appliqués sur les éléments puis la recherche de la combinaison la plus défavorable.

2-Pré dimensionnement des éléments suivant la condition de limitation de la flèche.

3-Vérification de la résistance, la stabilité et de la rigidité en se basant sur les formules de la résistance des matériaux (RDM) et les différentes règles.

2.Calcul des pannes de toiture :

Les pannes sont des éléments qui ont pour rôle de supporter la couverture, elles sont disposées parallèlement à la ligne de faîtage dans le plan des versants.

Dans la majorité des cas, pour les pannes, des poutrelles laminées (IPE) ou (HEA) sont utilisées, Compte tenu de la pente des versants donnée par la pente des fermes ou traverses de portiques, les pannes sont posées inclinées sur la membrure supérieure à un angle α et de ce fait, travaillent en flexion déviée.

Elles sont calculées pour pouvoir résister au poids propre de la couverture ainsi que leur poids propre et aux surcharges variables (neige, vent, surcharge d'entretien.).

2.1. Évaluation des charges et surcharge :

Le poids propre estimé de la panne est de : $G_{panne} = 12 \text{ daN/ml}$ selon l'Eurocode

La pente du versant est : $\alpha = 5.44^\circ$

L'entre axe des pannes suivant rampant est : $e = \frac{2.1}{\cos \alpha} = \frac{2.1}{\cos 5.44} = 2.1 \text{ m}$

Panneau sandwich est de type TL75 : 15.137 daN/m^2

Accessoire de pose est de : 5 daN/m^2

Surcharge de neige est de : $S = 9.6 \text{ daN/m}^2$

Surcharge du vent est de : $W = 98.71 \text{ daN/m}^2$

Nombre de pannes : 7

Remarque

Vue que la surface d'influence de notre panne combine les trois zone F G H pour calculer la surcharge du vent par interaction la relation est

$$w = \frac{1.9 \cdot 0.59 \cdot 60.547 + 4.1 \cdot 0.59 \cdot 88.62 + 0.46 \cdot 6 \cdot 34.22 + 1.05 \cdot 6 \cdot 34.22}{6} = -98.71 \text{ daN/ml}$$

a) Charge Permanente (G) :

$$G = (15.137 + 5) \times 2.1 + 12 = 54.287 \text{ daN/ml}$$

b) Surcharge d'entretien (E) :

D'après les Eurocodes EN 1991-1-1 et 1-3, pour les couvertures dont la pente est inférieure à 30°, Tableau III.1 on prend comme charge d'entretien une charge minimale de :

$$E = 0.6 \text{ kN/m}^2 = 60 \text{ daN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad E = 60 \times 2.1 = 126 \text{ daN/ml}$$

Tableau III.1 Valeur des charges d'entretiens

Roof slope, α degrees	$q_k (\text{KN} / \text{m}^2)$
$\alpha < 30^\circ$	0,6
$30^\circ \leq \alpha < 60$	$0,6[(60 - \alpha) / 30]$
$\alpha \geq 60$	0

c) Surcharge climatique :

Neige (N) :

$$N = 9.6 \times 2.1 = 20.16 \text{ daN/ml}$$

Remarque :

D'après le nouveau règlement (DTR) la surcharge d'entretien E ne se combine pas avec les surcharge climatique (neige N et vent V).

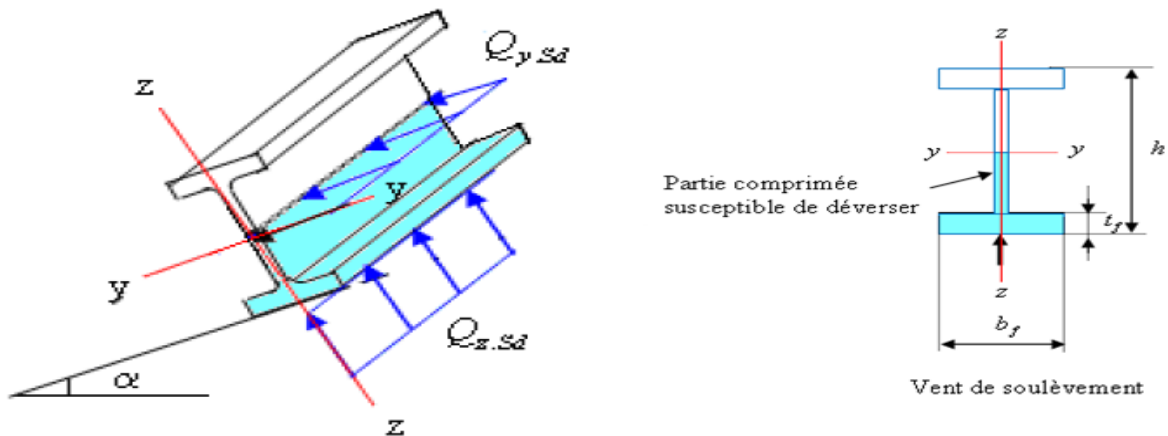


Figure III.1 La disposition de la panne

2.3. Combinaison de charge les plus défavorables

➤ Action vers le bas à l'ELS ↓ :

$$Q_{sd1} = G + E = 54.287 + 126 = 180.28 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd2} = G + N = 54.287 + 20.16 = 74.447 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd} = \max [Q_{sd1} ; Q_{sd2}] = \max[180.28 ; 74.447] = 180.28 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 180.28 \times \cos(5.44) = 179.46 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 180.28 \times \sin(5.44) = 17.09 \text{ daN/ml}$$

➤ Action vers le haut à l'ELS ↑ :

$$Q_{z,sd} = G \times \cos(\alpha) - V = 54.287 \times \cos(5.44) - 98.71 = -44.66 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = G \times \sin(\alpha) = 44.907 \times \sin(5.44) = 5.14 \text{ daN/ml}$$

2.4. Pré dimensionnement :

2.4.1. Flèche Verticale :

$$\text{On a : } f_z \leq f_{ad} \quad \text{Et : } f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times l^4}{E \times I_y}$$

$$\text{Donc : } I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times l^4}{E \times f_{ad}} \Rightarrow I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{44.66 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 3} \Rightarrow I_y \geq 119.625 \text{ cm}^4$$

2.4.2. Flèche Latérale :

$$\text{On a : } f_y \leq f_{ad} \quad \text{Et : } f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{600/2}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^4}{E \times I_z}$$

$$\text{Donc : } I_z \geq \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^4}{E \times f_{ad}} \Rightarrow I_z \geq \frac{2.05}{384} \times \frac{17.09 \times 10^{-2} \times 300^4}{2.1 \times 10^6 \times 1.5} \Rightarrow$$

$$I_z \geq 2.346 \text{ cm}^4$$

Par tâtonnement et après plusieurs tentatives on choisit IPE 180

Tableau III.2 Caractéristique géométrique de l'IPE 180

panne IPE180							
G (daN/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm ²)	Avz (cm ²)	Iw (cm ⁶)
18,8	180	91	5,3	8	23,9	11,3	7430
Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	wply (cm ³)	wplz (cm ³)	iy (mm)	iz (mm)	Avy (cm ²)	It (cm ⁴)
1317	101	166	34,6	7,42	2,05	12,6	4,79

$$G=18.8+ (15.137+5)*2.1 = 61.087 \text{ daN/ml}$$

Action vers le bas à l'ELS ↓ :

$$Q_{sd1} = G + E = 61.087 + 126 = 187.087 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd2} = G + N = 61.087 + 20.16 = 81.247 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd} = \max [Q_{sd1} ; Q_{sd2}] = \max[187.087 ; 81.247] = 187.087 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 187.087 \times \cos(5.44) = 186.24 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 187.087 \times \sin(5.44) = 17.73 \text{ daN/ml}$$

Action vers le haut à l'ELU ↑ :

$$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = 61.087 \times \cos(5.44) - 1.5 * 98.71 = -87.25 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y, sd} = G \times \sin(\alpha) = 61.087 \times \sin(5.44) = 5.79 \text{ daN/ml}$$

Action vers le bas a l' ELU

$$Q_{sd1} = 1.35G+1.5E = 1.35*61.087 + 1.5*98.71 = 230.53 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd2} = 1.35G+1.5N = 1.35*61.087 + 1.5*20.16 = 112.70 \text{ dan/ml}$$

$$Q_{sd} = \max (Q_{sd1}, Q_{sd2}) = 230.53 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z sd} = Q_{sd} \cos(\alpha) = 230.53 \cos(5.44) = 229.49 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y sd} = Q_{sd} \sin(\alpha) = 230.53 \sin(5.44) = 21.85 \text{ dan/ml}$$

2.5. Classe de la section :

La classe de la semelle (semelle compri mer) :

$$\frac{C}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(91 - 5.3 - 2 \times 9)/2}{8} = 4.23$$

$$\text{On a l'acier S 235 donc : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\text{D'où : } \frac{C}{t_f} < 9\varepsilon \text{ Donc la semelle est de classe 1}$$

- La classe de l' me

$$\frac{C}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{146}{5.3} = 17.54$$

$$\text{D'où : } \frac{C}{t_w} < 72 \varepsilon = 72 \text{ Donc l' me est de classe 1}$$

Donc la panne en IPE 180 est de classe 1

2.6. Vérification de la résistance :

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{y.sd} = \frac{229.49 \times 6^2}{8} \Rightarrow M_{y.sd} = 1032.70 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{z.sd} = \frac{21.85 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} \Rightarrow M_{z.sd} = 24.58 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow M_{pl.y.Rd} = \frac{166 \times 23.5}{1.1} \Rightarrow M_{pl.y.Rd} = 3546.36 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.z.Rd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow M_{pl.z.Rd} = \frac{34.6 \times 23.5}{1.1} = 739.18 \text{ daN.m}$$

On a section en I et l'effort normal $N = 0$ donc $\alpha = 2$ et $\beta = 1$

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.Rd}} \right)^\beta < 1 \text{ [Formule 5.35 page 68 ; CCM97]}$$

$$\left(\frac{1032.70}{3546.36} \right)^2 + \left(\frac{24.58}{739.18} \right)^1 = 0.11 < 1$$

2.7. Vérification au cisaillement :

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l}{2} \Rightarrow V_{z.sd} = \frac{229.49 \times 6}{2} \Rightarrow V_{z.sd} = 688.47 \text{ daN}$$

$$V_{y.sd} = \frac{0.625 \times Q_{y.sd} \times l}{2} \Rightarrow V_{y.sd} = \frac{0.625 \times 21.85 \times 6}{2} = 40.96 \text{ daN}$$

$$V_{pl.z.Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \Rightarrow V_{pl.z.Rd} = \frac{11.3 \times (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 13937.76 \text{ daN}$$

$$V_{pl.y.Rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \Rightarrow V_{pl.y.Rd} = \frac{17.6 \times (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 21708.37 \text{ daN}$$

$$V_{z.sd} < V_{pl.z.Rd}$$

$$V_{y.sd} < V_{pl.y.Rd}$$

2.8. Vérification de l'interaction du moment vis-à-vis de l'effort tranchant

$$0.5 \times M_{pl.y.Rd} = 0.5 \times 3546.36 = 1773.18 \text{ daN.ml}$$

$$0.5 \times V_{pl.z.Rd} = 0.5 \times 13937.76 = 6968.88 \text{ daN}$$

On a

$$V_{y.sd} < 0.5 \times M_{pl.y.Rd} \text{ et } V_{z.sd} < 0.5 \times V_{pl.z.Rd}$$

Donc : Il n'y a pas d'interaction du moment de résistance plastique vis-à-vis de l'effort tranchant

On a :

$$V_{z.sd} < V_{pl.z.Rd} \text{ et } V_{y.sd} < V_{pl.y.Rd}$$

D'où

La panne est vérifiée vis-à-vis de cisaillement

2.8. Vérification à l'instabilité (diversement) :

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{y.sd} = \frac{87.71 \times 6^2}{8} \Rightarrow M_{y.sd} = 394.695 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} \Rightarrow M_{z.sd} = \frac{5.79 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} \Rightarrow M_{z.sd} = 6.51 daN.m$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 101}{600^2} \sqrt{\frac{7430}{101} + \frac{600^2 \times 8 \times 10^3 \times 2.70}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 101}}$$

$$M_{cr} = 1688,815 daN.m$$

L'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl.y} f_y}{M_{cr}}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{146 \times 23.5}{1688,815}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1.52$$

$$\text{On a } h/b = \frac{180}{91} = 1.97 < 2$$

Donc courbe de flambement « a »

D'après le tableau de χ_{LT} , on prend $\chi_{LT} = 0.3641$

Calcul de moment résistant au déversement :

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \times M_{pl.y.Rd} \Rightarrow M_{b.Rd} = 0.3641 \times 3546.36 \Rightarrow M_{b.Rd} = 1291.22 daN.m$$

Vérification du déversement sous flexion déviée :

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.Rd}} = \frac{394.695}{1291.22} + \frac{6.51}{739.18} = 0.31 < 1 \quad \text{Condition vérifier}$$

2.9. Vérification à l'état limite de services (ELS) :

2.9.1. Flèche Verticale :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services (non pondérés). Les différentes combinaisons de charges à l'ELS

$$Qsd1 = G \cos \alpha + E = 61.087 \cdot \cos(5.44) + 126 = 186.81 daN/ml \rightarrow$$

$$Qsd2 = G \cos \alpha + N = 61.087 \cdot \cos(5.44) + 20.16 = 80.97 daN/ml \downarrow$$

$$Qsd3 = G \cos \alpha - V = 61.087 \cdot \cos(5.44) - 98.71 = -37.89 daN/ml \uparrow$$

On retient la combinaison la plus défavorable :

$$Qsd = \max(Qsd1, Qsd2, Qsd3) = 186.81 daN/ml \uparrow$$

$$Q_{zsd} = 186.81 daN/ml$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \cdot \sin(5.44) = 186.81 \cdot \sin(5.44)$$

$$Q_{ysd}=17.71 \text{ daN/ml}$$

Condition de vérification

Pour cette vérification, on tient compte de la combinaison de charge maximale.

$$f \leq f_{adm}$$

Avec :

f : Flèche de la barre ;

f_{adm} : Flèche maximale admissible de la barre.

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200}$$

$$f_{ad}=3\text{cm}$$

Flèche verticale (suivant z-z) : sur deux appuis

$$f_z = \frac{5}{384} * \frac{Q_{z,sd} * l^4}{E * I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} * \frac{186.81 * 10^{-2} * 600^4}{2,1 * 10^6 * 1317} = 1.13\text{cm} < f_{ad}$$

Condition vérifier

2.9.2. Flèche latérale

$$f_y = \frac{2,05}{384} * \frac{Q_{y,sd} * (l/2)^4}{E * I_z}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} * \frac{17.71 * 10^{-2} * 300^4}{2,1 * 10^6 * 101}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} * \frac{17.06 * 10^{-2} * 300^4}{2,1 * 10^6 * 142} = 0,025\text{cm} < f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1,5\text{cm}$$

Condition vérifier.

2.10. Conclusion

Le profilé en IPE 180 est vérifié à l'état limite de service.

Le profilé en IPE 180 est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme panne de toiture.

3. Les liernes des pannes

3.1. Dimensionnement des liernes de pannes :

Les liernes sont des tirants qui travaillent en traction disposés à mi- portée des pannes

Perpendiculairement à ces dernières dans le plan de la toiture, ils sont généralement formés

Barres rondes ou de petites cornières.

Leurs rôles principaux est d'éviter la déformation la latérale des pannes, mais aussi a limiter

la longueur de déversement et le flambement latérale pour les parties comprimées.

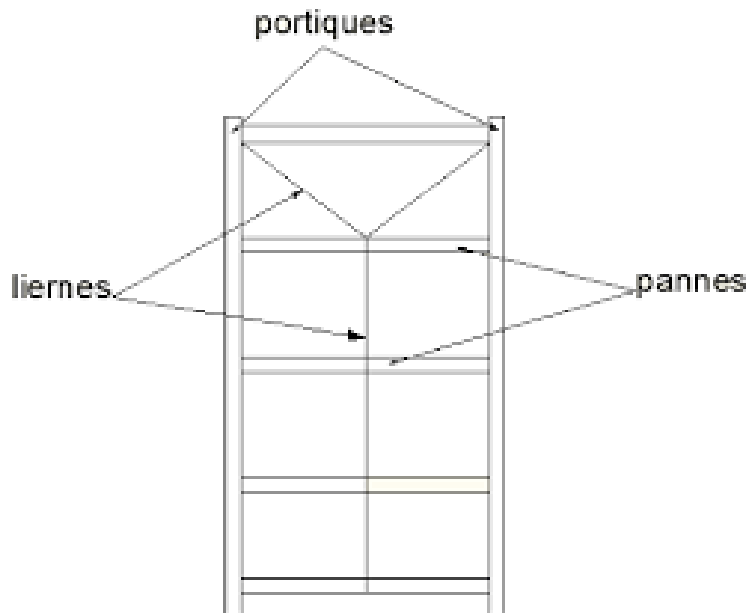


Figure III.2 Disposition des liernes

3.2. La réaction au niveaux au niveau de lierne

$$Q_{sd} = 186.81 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y;sd} = Q_{sd} \cdot \sin \alpha = 186.81 \cdot \sin(5.44) = 17.71 \text{ daN/ml}$$

$$R_y = 1.25 \cdot Q_{y, sd} \cdot l_z = 1.25 \cdot 17.71 \cdot 3 = 66.41 \text{ daN}$$

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

$$T_1 = \frac{R_y}{2} = \frac{66.41}{2}$$

$$T_1 = 33.205 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₂ :

$$T_2 = R_y + T_1 = 66.41 + 33.205$$

$$T_2 = 99.615 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₃ :

$$T_3 = R_y + T_2 = 66.41 + 99.615$$

$$T_3 = 166.025 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₄ :

$$T_4 = R_y + T_3 = 66.41 + 166.025$$

$$T_4 = 232.435 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₅ :

$$T_5 = R_y + T_4 = 66.41 + 232.435$$

$$T_5 = 298.845 \text{ daN}$$

Effort dans la diagonale L₅ :

$$T_6 = \frac{T_5}{2 \sin \theta}$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{e}{l/2} = \tan^{-1} \frac{2,1}{3} = 34.99^\circ$$

$$T_6 = \frac{T_5}{2 \sin \theta} = \frac{298.845}{2 \sin 34.99}$$

$$T_6 = 260.57 \text{ daN}$$

3.3. Déterminer le diamètre des liernes

Traction simple :

$$N_{sd} \leq N_{t;rd}$$

Le tronçon le plus sollicité est le L₄ donc :

$$T_5 = N_{sd} = 298.845 \text{ daN}$$

$$N_{t;rd} = N_{pl;rd} = A * f_y * \gamma_{M0} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} * \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{298.845 * 1,1}{2350} = 0,13 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,20 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \theta^2}{4} \rightarrow \theta = \sqrt{\frac{A * 4}{\pi}} = \sqrt{\frac{0,13 * 4}{\pi}} = 0,40 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratique et pour plus de sécurité, on opte pour un diamètre de $\varnothing = 10 \text{ mm}$

4. Calcul de l'échantignole :

4.1. Définition :

L'échantignole est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les fermes ou les traverses de portiques. Elle s'oppose aux charges tangentielles dues aux poids des charges permanentes et de la neige. Elle s'oppose aussi à l'action de soulèvement due au vent. Elles sont fixées soit par boulonnage soit par soudage.

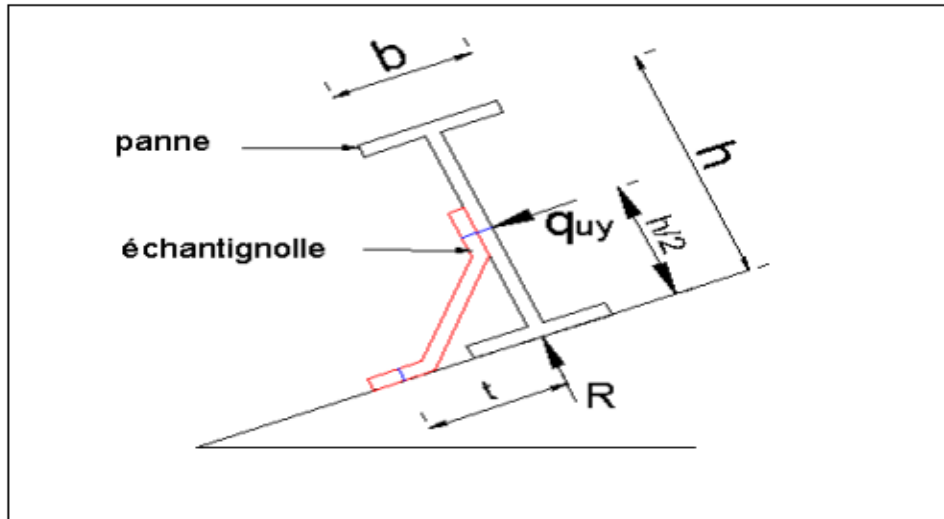


Figure III.3 Disposition d'un échantignolle

4.2. Calcul des charges revenant à l'échantignolle :

Effort de soulèvement :

$$Q_{z.sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = 54.287 \cos(5.44) - 1.5 \times 98.71 = -94.02 \text{ daN/m}_l$$

Effort suivant le rampant:

$$Q_{y.sd} = 1.35G \times \sin(\alpha) = 1.35 \times 54.287 \sin(5.44) = 6.94 \text{ daN/m}_l$$

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

$$2(b/2) \leq t \leq 3(b/2)$$

Pour IPE 180 : on a $b = 9.1 \text{ cm}$ et $h = 18 \text{ cm}$

Donc : $9.1 \leq t \leq 13.65$ soit $\Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- **Echantignolle de rive :**

$$R_z = Q_{z.sd} \times (l/2) = 94.02 \times (6/2) = 282.06 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{y.sd} \times (l/2) = 6.94 \times (6/2) = 20.82 \text{ daN}$$

- **Echantignolle intermédiaire:**

$$R_z = 2 \times 282.06 = 564.12 \text{ daN}$$

$$R_y = 2 \times 20.82 = 41.64 \text{ daN}$$

4.3. Calcul des moments de renversement :

$$M_R = R_z \times t + R_y \times h/2 = 564.12 \times 10 + 41.64 \times 9 = 6015.96 \text{ daN.cm}$$

4.4. Dimensionnement de l'échantignolle :

Dans la construction métallique, généralement les échantignoles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins une classe 3. Selon l'Eurocode 03 la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante :

$$M_{Sd} \leq M_{el.Rd}$$

Avec : $M_{el.Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}}$: moment de résistance élastique de la section brute.

$$M_{Sd} = M_R \leq \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

4.5. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$W_{el} \geq \frac{M_R \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{el} \geq \frac{6015.96 \times 1.1}{2350} = 2.81 \text{ cm}^2$$

On a pour les sections rectangulaires : $W_{el} = \frac{b \times e^2}{6}$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}}$$

La largeur de l'échantignolle est prise en fonction de la largeur de la semelle du portique sur laquelle va être soudée l'échantignolle.

Traverse IPE 450

b = 19 cm

$$\text{Donc : } e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 2.81}{19}} = 0.94 \text{ cm} \quad ; \text{ soit } e = 9.4 \text{ mm}$$

⇒ On adopte une échantignolle de **10 mm** d'épaisseur

5. Lisse de bardage :

5.1. Évaluation des charges et surcharge :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles ou de profils mince pliés. Dispose horizontalement, elles portant sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur les poteaux

Intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de Bardage. Elles sont généralement sollicitées par leur poids propre, le poids du bardage qu'elles supportent ainsi que l'action du vent qui leurs est transmises par ce dernier

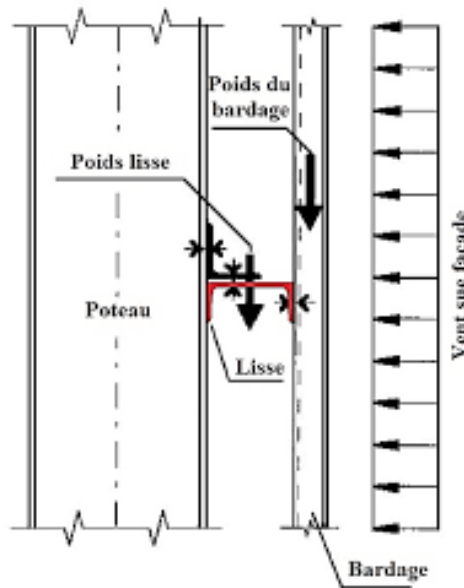


Figure III.4 Disposition d'une lisse

Pour notre projet l'espacement des lisses de bardage est fixé à 1.20m.

Chaque lisse repose sur 2 appuis

$L=6\text{m}$ sur le long pan et $L=6.3\text{m}$ sur le pignon.

On dispose de 7 lignes de lisses sur chaque paroi.

Le poids propre estimé de la lisse est de : $G_{lisse} = 12 \text{ daN/ml}$ selon l'Eurocode

L'entre axe des lisses est : $e = 1.166 \text{ m}$

La pente du versant est : $\alpha = 5.44^\circ$

Panneau sandwich est de : 15 daN/m^2

Accessoire de pose est de : 5 daN/m^2

Remarque

Vue que la surface d'influence de la lisse combine les zones A et B selon le V1 et l'interaction de la pression est donner par la relation suivante

$$W = \frac{52.65 \times 3.28 + 30.71 \times 2.71}{6.3} = -42.70 \text{ daN/ml (dépression)}$$

$$W = 48.262 \text{ daN/m}^2 \text{ (pression)}$$

La plus défavorable est 48.22 daN/m^2

a. Surcharge du vent dépression

$$W = 48.262 \text{ daN/m}^2$$

b. Charge Permanente (G)

$$G = (15 + 5) \times 1.166 + 12 = 35.32 \frac{\text{daN}}{\text{ml}}$$

c. Surcharge climatique (Vent)

$$V = 48.262 \times 1.166 = 56.27 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Action vers le bas à l'ELS} \downarrow : Q_{y,sd} = G = 35.32 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Action latérale à l'ELS} \rightarrow : Q_{z,sd} = V = 56.27 \text{ daN/ml}$$

5.2. Pré dimensionnement :

5.2.1. Flèche Verticale :

$$\text{On a : } f_y \leq f_{ad} \quad \text{Et : } f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{630/2}{200} = 1.575 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^4}{E \times I_z}$$

$$\text{Donc : } I_z \geq \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^4}{E \times f_{ad}} \Rightarrow I_z \geq \frac{2.05}{384} \times \frac{35.32 \times 10^{-2} \times 300^4}{2.1 \times 10^6 \times 1.5} \Rightarrow I_z \geq 4.8486 \text{ cm}^4$$

5.2.2. Flèche Latérale :

$$\text{On a : } f_z \leq f_{ad} \quad \text{Et : } f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{630}{200} = 3.15 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times l^4}{E \times I_y}$$

$$\text{Donc : } I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times l^4}{E \times f_{ad}} \Rightarrow I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{56.27 \times 10^{-2} \times 630^4}{2.1 \times 10^6 \times 3} \Rightarrow I_y \geq 150.72 \text{ cm}^4$$

$$\text{On a : } I_y \geq 150.72 \text{ cm}^4$$

Donc on opte pour l'UPN 140

Tableau III.3 Caractéristique géométrique de l'UPN 140

UPN140							
G (daN/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm ²)	Avz (cm ²)	Iw (cm ⁶)
16	140	60	8	11	28	10,4	1800
Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	wply (cm ³)	wplz (cm ³)	iy (mm)	iz (mm)	Avy (cm ²)	It (cm ⁴)
605	62,7	103	28,3	5,45	1,75	17,6	5,68

$$G = 16 + (15 + 5) \times 1.166 = 39.32 \text{ daN}$$

Combinaison la plus défavorable :

$$Q_{z,sd} = 1,5V = 1,5 \times 56.27 = 84.405 \text{ daN}$$

$$Q_{zsd} = 84.405 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y;sd} = 1,35G = 1.35 * 39.32$$

$$Q_{y;sd} = 53.082 \text{ daN/ml}$$

Condition de la résistance (ELU) :

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes :

Vérification à la flexion bi-axiale.

Vérification au cisaillement.

Vérification au déversement

5.3. Vérification à la flexion bi-axiale :

Pour ces vérifications on utilise l'Eurocode 3 p 163.

$$\left(\frac{M_{y;sd}}{M_{ply;rd}} \right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}} \right)^{\beta} \leq 1$$

Dans notre cas la section en U $\alpha = 2$

Et l'effort normal $N_{sd} = 0$ $\beta = 1$

Poutre sur deux appuis :

$$M_{y;sd} = \frac{Q_{y;sd} * l^2}{8} = \frac{84.405 * 6.3^2}{8}$$

$$M_{y;sd} = 418.75 \text{ daNm}$$

Poutre sur trois appuis

$$M_{z;sd} = \frac{Q_{y;sd} * (l/2)^2}{8} = \frac{53.082 * 3.15^2}{8}$$

$$M_{z;sd} = 65.83 \text{ daNm}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{W_{pl;y} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{103 * 10^{-2} * 2350}{1.1}$$

$$M_{ply;rd} = 2200.45 \text{ daNm}$$

$$M_{plz;rd} = \frac{W_{pl;z} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{plz;rd} = \frac{28.3 * 10^{-2} * 2350}{1.1}$$

$$M_{plz;rd} = 640.59 \text{ daNm}$$

$$\left(\frac{M_{y;sd}}{M_{ply;rd}} \right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}} \right)^{\beta} = \left(\frac{418.75}{2200.45} \right)^2 + \left(\frac{65.83}{640.59} \right)^1 = 0.145 < 1$$

Condition vérifiée.

5.4. Classe de la section :

La classe de la semelle (semelle comprimer) :

$$\frac{C}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(60 - 7 - 2 \times 5)/2}{10} = 2.15$$

$$\text{On a l'acier S 235 donc : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

D'où : $\frac{C}{t_f} < 9\varepsilon$ Donc la semelle est de classe 1

La classe de l'âme

$$\frac{C}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{98}{7} = 14$$

D'où : $\frac{C}{t_w} < 72 \varepsilon = 72$ Donc l'âme est de classe 1

Donc la lisse UPN 140 est de classe 1

5.5. Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$v_{z,sd} \leq v_{plz,rd} \leftrightarrow \frac{Q_{z,sd} * l}{2} \leq \frac{A_{vz} * \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$v_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} * l}{2} = \frac{84.405 * 6.3}{2} = 265.875 daN$$

$$v_{plz,rd} = \frac{A_{vz} * \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{10.4 * (2350/\sqrt{3})}{1.1} = 12827.67 daN$$

$$v_{z,sd} = 265.875 daN < v_{plz,rd} = 12827.67 daN$$

Condition vérifier.

$$v_{y,sd} \leq v_{ply,rd} \leftrightarrow 0,625 Q_{y,sd} (l/2) \leq \frac{A_{vy} * (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$v_{y,sd} = 0,625 Q_{y,sd} (l/2) = 0,625 * 53.082 * 3.15 = 104.50 daN$$

$$v_{ply,rd} = \frac{A_{vy} * (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{17.6 * (2350/\sqrt{3})}{1.1} = 21708.37 daN$$

$$v_{y,sd} = 104.50 daN < v_{ply,rd} = 21708.37 daN$$

Condition vérifier.

La section en UPN140 est vérifiée à la résistance.

5.6. Vérification au déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres soumise à un moment de flexion qui survient lorsque la partie comprimée de la section droite se dérobe latéralement, entraînant la section dans un mouvement de translation horizontale et de rotation autour du centre de cisaillement en plus de la translation verticale due aux charges appliquées.

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale La semelle supérieure

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture, il n'y a donc pas de risque de déversement.

La semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement et qui est quant-elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

L'Eurocode 3 nous donne la formule suivante pour la vérification du déversement d'un élément comprimé et fléchi :

$$\frac{M_{y;sd}}{M_{b;rd}} + \frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}} \leq 1$$

5.6.1 Vérification de la semelle inférieure comprimée au déversement :

Poutre sur deux appuis :

$$M_{y;sd} = \frac{Q_{z;sd} * l^2}{8} = \frac{84.405 * 6.3^2}{8}$$

$$M_{y;sd} = 418.75 \text{ daNm}$$

Poutre sur trois appuis

$$M_{z;sd} = \frac{Q_{y;sd} * (l/2)^2}{8} = \frac{53.082 * 3.15^2}{8}$$

$$M_{z;sd} = 65.83 \text{ daNm}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{w_{pl;y} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{103 * 10^{-2} * 2350}{1.1}$$

$$M_{plyrd} = 2200.45 \text{ daNm}$$

$$M_{plz;rd} = \frac{W_{pl;z} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{plz;rd} = \frac{28.3 * 10^{-2} * 2350}{1.1}$$

$$M_{plzrd} = 640.59 \text{ daNm}$$

Calcul du moment critique M_{cr} :

$$M_{cr} = c_1 \frac{\pi^2 E I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_z}}$$

$$M_{cr} = 1.13 \frac{3.14^2 \cdot 21000 \cdot 62.7}{630^2} \sqrt{\frac{1.80}{62.7} + \frac{600^2 \cdot 8000 \cdot 5.68}{3.14^2 \cdot 21000 \cdot 62.7}}$$

$$M_{cr} = 1394,96838 \text{ KNcm}$$

Calcul de l'élancement géométrique $\bar{\lambda} L t$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda} L t = \sqrt{\frac{103 \cdot 23,5}{1036,641202}} = 1,32.$$

Détermination de x_{LT} du tableau :

$$x_{LT} = 0,4593$$

$$M_{b;rd} = 0,4593 \cdot 2200.45 = 1010.66 \text{ daNm}$$

$$\frac{M_{y;sd}}{M_{b;rd}} + \frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}} \leq 1$$

$$\frac{418.75}{1010.66} + \frac{65.83}{640.59} = 0.47 < 1$$

Condition vérifier.

Le profilé choisi UPN140 est vérifié. Il n'y a pas de risque d'instabilité au déversement.

Le profilé UPN140 est vérifié à l'état limite ultime

5.7. Vérification à l'état limite de services (ELS) :

5.7.1. Flèche Verticale :

$$\text{On a : } f_y \leq f_{ad} \quad \text{Et : } f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{630/2}{200} = 1.575 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^4}{E \times I_z}$$

$$\text{Donc : } I_z \geq \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^4}{E \times f_{ad}} \Rightarrow I_z \geq \frac{2.05}{384} \times \frac{35.32 \times 10^{-2} \times 300^4}{2.1 \times 10^6 \times 1.5} \Rightarrow I_z \geq 4.8486 \text{ cm}^4$$

5.7.2. Flèche Latérale :

$$\text{On a : } f_z \leq f_{ad} \quad \text{Et : } f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{630}{200} = 3.15 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times l^4}{E \times I_y}$$

$$\text{Donc : } I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z, sd} \times l^4}{E \times f_{ad}} \Rightarrow I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{56.27 \times 10^{-2} \times 630^4}{2.1 \times 10^6 \times 3} \Rightarrow I_y \geq 150.72 \text{ cm}^4$$

$$\text{On a : } I_y \geq 150.72 \text{ cm}^4$$

Condition vérifier.

Le profilé en UPN140 est vérifié à l'état limite de service.

5.8 Conclusion :

Le profilé en UPN140 est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme lisse de bardage.

6. Calcul des liernes pour les lisses de bardage :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction, elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières, leurs rôles principaux sont d'éviter la déformation latérale des lisses.

La réaction au niveaux du lierne :

$$Q_{y, sd} = 1,35G$$

$$Q_{ysd} = 53.082 \text{ daN}$$

$$R_y = 1,25 Q_{y, sd} \times l_z = 1,25 \times 53.082 \times 3.15$$

$$R_y = 199.057 \text{ daN}$$

6.1. Effort de traction dans le tronçon

Effort dans le tronçon L1

$$T_1 = \frac{R_y}{2} = \frac{199.057}{2}$$

$$T_1 = 99.52 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L2 :

$$T_2 = R_y + T_1 = 199.057 + 99.52$$

$$T_2 = 298.577 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L3

$$T_3 = R_y + T_2 = 199.057 + 298.577$$

$$T_3 = 497.634 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L4

$$T_4 = R_y + T_3 = 199.057 + 497.634$$

$$T_4 = 696.691 \text{ daN}$$

Effort dans la diagonale L5

$$\theta = \tan^{-1} \frac{e}{l/2} = \tan^{-1} \frac{1.166}{3} = 21.23^\circ$$

$$T_5 = \frac{T_4}{2 \sin \theta} = \frac{696.691}{2 \sin 21.23}$$

$$T_5 = 961.98 \text{ daN}$$

6.2. Déterminer le diamètre des liernes

Traction simple :

$$N_{sd} \leq N_{t;rd}$$

Le tronçon le plus sollicité est le L₅ donc :

$$T_5 = N_{sd} = 961.98 \text{ daN}$$

$$N_{t;rd} = N_{pl;rd} = A * f_y * \gamma_{M0} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} * \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{961.98 * 1.1}{2350} = 0.450 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \theta^2}{4} \rightarrow \theta = \sqrt{\frac{A * 4}{\pi}} = \sqrt{\frac{0.450 * 4}{\pi}} = 0.75 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratique et pour plus de sécurité, on opte pour un diamètre de $\varnothing = 10 \text{ mm}$

7. calcul des potelets :

7.1. Hypothèse de calcul :

Les potelets sont des éléments de profile en I ou H prévus sur le pignon pour réduire la portée entre les poteaux et diminuer la portée des lisses supportant le bardage isolant. Ils sont sollicités en flexion composée:

Une flexion sous l'action du vent sur les parois du pignon.

-Une compression sous l'action des charges permanentes dues au poids propre des lisses, de bardage, et celui du potelet lui-même.

7.2. Dimensionnement des potelets :

Chaque pignon possède 2 potelet de longueur max L=8.2m

Le porte max entre axe des potelets d= 6.3m.

Les potelets sont en acier S235

La longueur de la lisse L =6.3m.

L'entre axe des potelets e= 6.3m.

Nombre de lisses supportées par le potelet (n=7).

Poids propre de bardage. 15daN/m²

Poids propre d'accessoires de pose 5.0daN/m²

Poids propre de la lisse (UPN) 16Kg/m

7.3. Détermination de sollicitation :

7.3.1. Détermination de la section de potelet :

Surcharge climatique (Vent) → : $V = 48.26 \text{ daN/ml}$

Action latérale à l'ELS → : $Q_{z, sd} = V = 48.26 * 6.3 = 304.033 \text{ daN/ml}$

7.3.2. Flèche horizontale suivant zz'' :

On a : $f_z \leq f_{ad}$ Et : $f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{820}{200} = 4.1 \text{ cm}$

Et : $f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z, sd} \times l^4}{E \times I_y}$

Donc : $I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z, sd} \times l^4}{E \times f_{ad}} \Rightarrow I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{304.033 \times 10^{-2} \times 820^4}{2.1 \times 10^6 \times 4.1} \Rightarrow$
 $I_y \geq 2078.79 \text{ cm}^4$

On a : $I_y \geq 2078.79 \text{ cm}^4$

Donc on opte pour l'HEB180

Tableau III.4 Caractéristique géométrique de l'HEB180

HEB 180							
G (daN/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm ²)	Avz (cm ²)	Iw (cm ⁶)
51.2	180	180	8.5	14	65.3	20.24	9375
Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	wply (cm ³)	wplz (cm ³)	iy (mm)	iz (mm)	Avy (cm ²)	It (cm ⁴)
3831	1363	481.4	231	7.66	4.57	45.06	42.16

7.3.3. Calcul des charges et surcharges :

a) Charges permanents G :

$G = (P_{\text{lisse}} * L_{\text{lisse}} * N_{\text{lisse}}) + (P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoire}}) * S_{\text{tributaire}} + (P_{\text{profilé}} * L_{\text{profilé}})$

$G = (16 * 6.3 * 7) + (15 + 5) * 51.66 + (51.2 * 8.2)$

$G = 2158.64 \text{ daN}$

7.3. Vérification à l'ELU :

7.3.1. Vérification de la section à la résistance :

a) Incidence de l'effort normal :

Si $N_{sd} \leq \min(0.25 \cdot N_{pl.Rd}; 0.5 \cdot A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}})$ il n'y a pas d'interaction entre l'effort normal et le moment résistant.

$$N_{sd} = 1.35G = 1.35 \cdot 2158.64 = 2914.16 \text{ daN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{65.3 \cdot 2350}{1.1} = 139504.54 \text{ daN}$$

$$0.25 \cdot N_{pl.Rd} = 0.25 \cdot 139504.54 = 34876.135 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 65.3 - 2 \cdot 18 \cdot 1.4 = 14.9$$

$$0.5 \cdot A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \cdot 14.9 \cdot \frac{2350}{1.1} = 15915.90 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2914.16 \text{ daN} \leq \min(34876.13; 15915.90) = 15915.90 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

b) Incidence de l'effort tranchant :

$$V_{z.sd} \leq 0.5 \cdot V_{pl.Rd}$$

$$Q_{z.sd} = 1.5 \cdot V = 1.5 \cdot 304.033 = 456.04 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \cdot l}{2} = \frac{456.04 \cdot 8.2}{2} = 1869.769 \text{ daN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{20.24 \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 24964.62 \text{ daN}$$

$$V_{z.sd} = 1869.76 \text{ daN} \leq 0.5 \cdot V_{pl.Rd} = 12482.31 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

7.3.2. Vérification à la flexion :

$$M_{y.sd} \leq M_{cy.Rd}$$

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

Classe de la section :

7.4. Classe de la semelle.

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(180 - 8.5 - 2 \cdot 15)/2}{14} = 5.05 \leq 9\varepsilon = 9 \cdot 1 = 9$$

→ Semelle de classe 1

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y} \right)} = \sqrt{\left(\frac{235}{235} \right)} = 1$$

Classe de l'âme.

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{122}{9} = 13.55 \leq 72\varepsilon = 72 * 1 = 72$$

→ Semelle de classe 1

$$M_{cy.Rd} = M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{481.4 * 2350}{1.1} = 1028445.455 daN.m$$

$$M_{y.sd} = \frac{1.5 \cdot V \cdot l^2}{8} = \frac{1.5 * 304.033 * 8.2^2}{8} = 3833.096 daN.m$$

$$M_{y.sd} = 3833.096 daN.m \leq M_{cy.Rd} = 1028445.45 daN.m \quad \text{Condition vérifiée}$$

7.5. Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

$$\text{Le flambement : } \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1.0$$

$$\text{Le déversement : } \frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} M_{ply.Rd}} \leq 1.0$$

7.5.1. Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement :

On lit la valeur de χ_y et χ_z directement dans le tableau en fonction de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$ et de la courbe de flambement appropriée.

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) \text{ avec : } \chi_{min} \leq 1$$

Flambement par rapport à l'axe fort y-y :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}}$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

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

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi * \left[\frac{21000}{23.50} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{820}{7.66} = 107.04$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{107.04}{93.9} = 1.13$$

$$h/b = 180/180 = 1 < 1.2$$

axe de flambement y-y courbe de flambement b $\alpha_y = 0.34$

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.34(1.13 - 0.2) + 1.13^2] = 1.29$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.29 + [1.29^2 - 1.13^2]^{0.5}} = 0.5229$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{107.04}{93.9} = 1.13 \text{ courbe de flambement } \chi_y = 0.5175$$

Flambement par rapport à l'axe faible z-z

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{116}{4.57} = 25.38$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{25.38}{93.9} = 0.27$$

$$h/b = 180/180 = 1 < 1.2$$

axe de flambement z-z courbe de flambement c $\alpha_z = 0.49$

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.49(0.27 - 0.2) + 0.27^2] = 0.55$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.55 + [0.55^2 - 0.27^2]^{0.5}} = 0.97$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{25.38}{93.9} = 0.27 \text{ courbe de flambement } \chi_z = 0.9644$$

7.5.2. Calcul des coefficients d'interaction K_{ij} avec déversement empêché (Annexe Eurocode3) :

Charge uniformément répartie :

$$C_{my} = 0.95 + 0.05\alpha h \quad \text{ou} \quad \alpha h = \frac{M_h}{M_s} = 0/M_s = 0$$

$$\text{Donc } C_{my} = 0.95$$

$$N_{by.Rd} = \chi_y * N_{pl.Rd} = 0.5175 * 139504.54 = 72193.599 \text{ daN}$$

$$\text{Pour } \bar{\lambda}_y = 1.13$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_{yy} = \min \left[C_{my} \left(1 + [\bar{\lambda}_y - 0.2] \frac{N_{sd}}{N_{by.Rd}} \right); C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{N_{by.Rd}} \right) \right] \\ K_{yy} = \min \left[0.95 \left(1 + [1.13 - 0.2] \frac{2914.16}{72193.599} \right); 0.95 \left(1 + 0.8 \frac{2914.16}{72193.599} \right) \right] \\ K_{yy} = \min(0.98; 0.98) \end{array} \right.$$

$$\text{Alors : } K_{yy} = 0.98$$

$$K_{zy} = 0.6k_{yy} = 0.588$$

$$M_{y,sd} = 3833.096 \text{ daN.m}$$

$$N_{bz.Rd} = \chi_z * N_{pl.Rd} = 0.97 * 139504.54 = 135319.40 \text{ daN}$$

vérification par rapport à l'axe fort yy :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by.Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{2914.16}{72193.59} + 0.98 \frac{3833.96}{1028445.455} = 0.04 < 1 \text{ vérifier}$$

vérification par rapport à l'axe faible zz :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz.Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{2914.16}{135319.40} + 0.58 \frac{3833.096}{1028445.455} = 0.02 < 1 \text{ Vérifier}$$

8.Conclusion

Le profilé en HEB 180 est vérifié à l'état limite de service.

Le profilé en HEB 180 est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme un potelet

CHAPITRE IV

ETUDE DE PLANCHER

1.Introduction :

Le plancher mixte est un système porteur formé par les poutres, la tôle profilée et la dalle de béton armé coulé dessus. Le béton remplit la fonction de membrure supérieure comprimée, la tôle profilée sert d'armature et garantit par sa forme l'adhérence au béton. Un léger treillis d'armature dans la dalle est destiné à limiter la fissuration du béton. Lorsque la dalle est liée à la poutre principale par des connecteurs, l'ensemble constitue un plancher mixte acier-béton. Ce système est très économique.

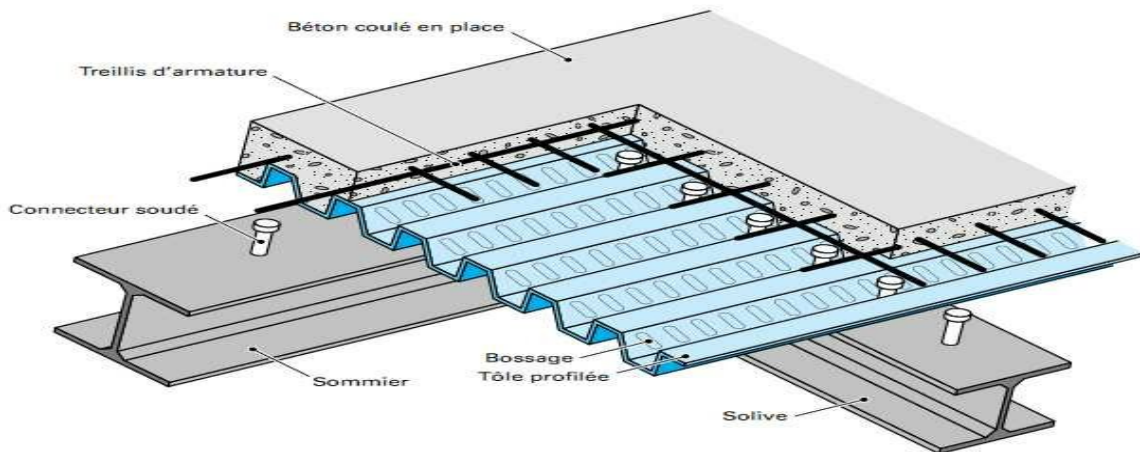


Figure IV.1. Eléments constructifs d'un plancher collaborant

2. Epaisseur de la dalle :

D'après l'article (10-1-5) du manuel de calcul des poutres et dalles mixtes qui s'est inspiré de l'Eurocode 1994-1-1, on a :

$$\text{Epaisseur de la dalle} \begin{cases} h > 80 \text{ mm} \\ h > 90 \text{ mm si la dalle de travail aussi en poutre mixte} \end{cases}$$

$$\text{Epaisseur de la partie non nervurée} \begin{cases} hc > 40 \text{ mm} \\ hc > 50 \text{ mm si la dalle travaille aussi en poutre} \end{cases}$$

$$\text{On part sur une dalle en béton armé avec} \begin{cases} h = 130 \text{ mm} > 90 \text{ mm} \\ \text{tole Hi - bond 55} & hp = 55 \text{ mm} \\ hc = h - hp = 75 \text{ mm} > 50 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Epaisseur totale du béton : } 75 + (55/2) = 102.5 \text{ mm} = 10.25 \text{ cm}$$

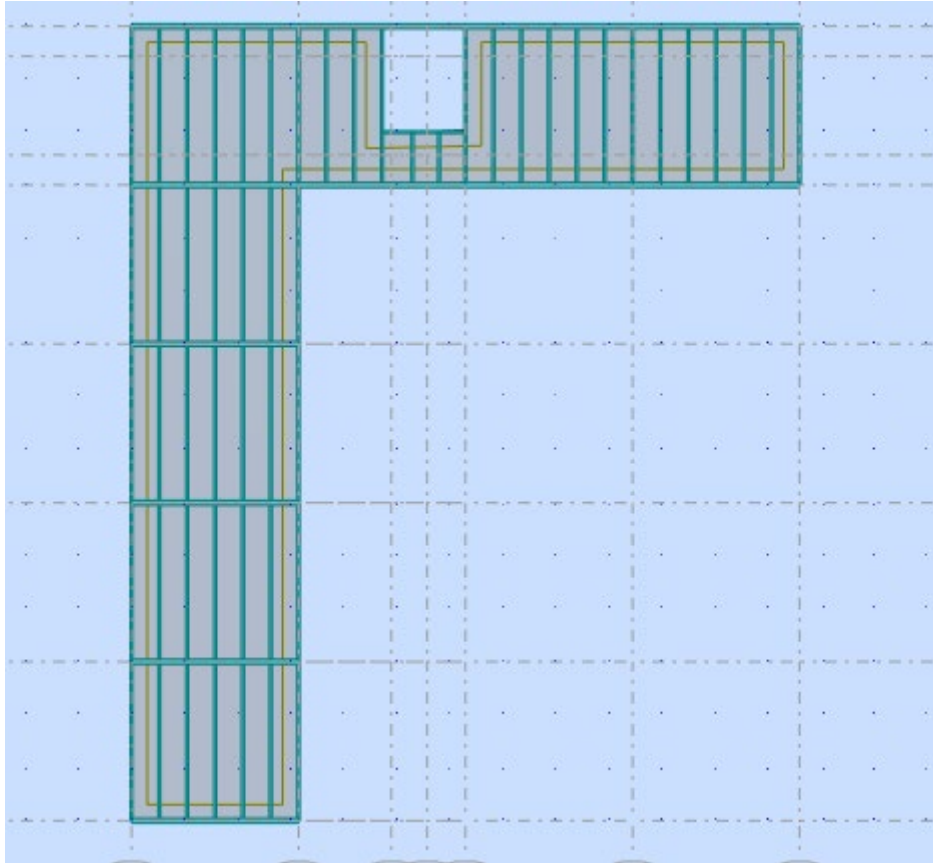


Figure IV.2. la vue en plan

3. Calcul des planchers mixte à dalle collaborant

Le calcul des planchers mixte se fait en deux phases :

Phase de construction

Phase finale

a) Phase de construction :

Dans cette phase c'est le profilé seul qui travaille et les charges prises en compte dans cette

Phase sont les suivantes :

Poids propre du profilé

Poids propre du béton frais

Poids propre de la tôle

Charge de construction.

b) Phase finale :

Le béton ayant durci, donc la section mixte acier béton (profilé et la dalle) travaillant ensemble en doit tenir compte des charges suivantes :

Le poids propre du profilé

Le poids propre du béton sec

Le poids propre de la tôle HI-BOND 55

Surcharge d'exploitation

Dans notre cas on considère le plancher à usage bureau

3. Disposition des solives (poutrelles) :

Dans notre cas les dimensions les plus défavorable pour le dimensionnement des éléments de plancher

Distance entre les solives est $d=1.05\text{m}$.

La longueur de solives est $l=6.00\text{m}$.

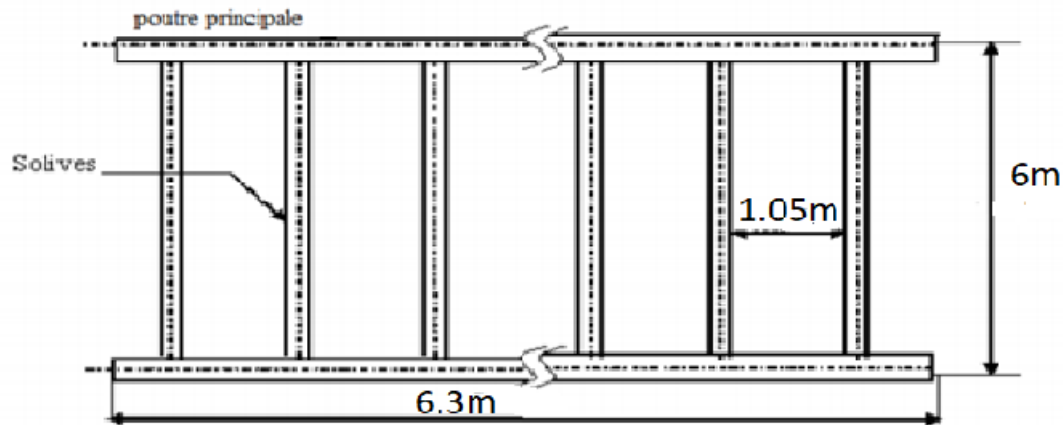


Figure IV.3. Schéma de la trame supportant les planchers.

4.Caractéristique des éléments constructifs :

a) L'acier :

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

Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $\rightarrow E_a = 21.10^4 \text{ Mpa}$

La limite élastique de traction $\rightarrow f_y = 235 \text{ Mpa}$

b) Béton :

Pour les planchers, on utilise un béton C25/30 d'épaisseur ($e=13\text{cm}$) qui a les caractéristiques suivantes :

La résistance caractéristique à la compression $\rightarrow f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

La masse volumique $\rightarrow \rho = 2500 \text{ Kg/m}^3 = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Le module d'élasticité longitudinale $\rightarrow E_b = 14000 \text{ Mpa}$

le coefficient de retrait du béton $\rightarrow \varepsilon = 2.10^{-4}$

le coefficient d'équivalence acier/béton $\rightarrow n = \frac{E_a}{E_b} = 15$

5. Vérification au stade de montage

5.1. Evaluation des charges :

Ce sont les actions correspondant aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquemment l'immeuble. Pour cela le règlement technique DTR-BC 2.2 (charges et surcharges) nous fixe

Les valeurs des charges et surcharges.

a) Les charges permanentes :

Poids de la dalle en béton (épaisseur équivalente compte tenu des nervures de la tôle = 102.5 mm) : $G_1 = \rho \cdot e = 2500 \times 0.1025 = 256.25 \text{ daN/m}^2$

Poids de la tôle (HI-BOND 55) : $G_2 = 12 \text{ daN/m}^2$

$G = (G_1 + G_2) \cdot d = (256.25 + 12) \cdot 1.05 = 268.25 \times 1.05 = \mathbf{281.66 \text{ daN/ml}}$

b) Charge de construction

$Q = P \cdot d = 100 \times 1.05 = 105 \text{ daN/ml}$

5.2. Les combinaisons des charges :

Pré dimensionnement par le critère de rigidité ELS : $q_s = G = 281.66 \text{ daN/ml}$

Vérification de résistance de la solive seule ELU :

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot 281.66 + 1.5 \cdot 105 = 537.74 \text{ daN/ml}$

5.3. Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_y = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} < f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \cdot q \cdot l^3 \cdot 250}{384 \cdot E} = \frac{5 \cdot 281.66 \cdot 600^3 \cdot 250 \cdot 10^{-2}}{384 \cdot 2100000}$$

$$I_y = \mathbf{942.99 \text{ cm}^4}$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant une valeur de I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée.

On opte un IPE 180

Tableau IV.1 Caractéristique géométrique IPE 180

Solive IPE180							
G (daN/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm ²)	Avz (cm ²)	Iw (cm ⁶)
18.8	180	91	5.3	8	23.9	11.3	743
Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	Wply (cm ³)	Wplz (cm ³)	iy (mm)	iz (mm)	Avy (cm ²)	It (cm ⁴)
1317	101	166	34.6	7.42	2.05	12.6	4.79

On ajoute le poids propre de l'IPE 180 à la charge permanente :

ELS : $q_s = G + G_p = 281.66 + 18.8 = \mathbf{300.46 \text{ daN/ml}}$

ELU : $q_u = 1.35G_{tot} + 1.5 \cdot 105 = \mathbf{563.121 \text{ daN/ml}}$

5.4. Vérification à l'ELU :

5.4.1. Vérification du moment fléchissant (résistance) :

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{563.121 \cdot 6^2}{8} = 2534.04 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166 \cdot 23.5}{1.1} = 3546.36 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = \mathbf{2534.04} < M_{pl,Rd} = \mathbf{3546.36} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

5.4.2. Vérification de la section à l'effort tranchant (cisaillement) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{563.121 \cdot 6}{2} = 1689.36 \text{ daN} = 16.894 \text{ kN}$$

$$V_{pl,z,Rd} = A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}} \times \frac{1}{\gamma_{Mo}} = 1130 \times \frac{235}{\sqrt{3}} \times \frac{1}{1.1} = 139377 \text{ N} \approx 139.4 \text{ kN} .$$

On a bien : $V_{u,Sd} < V_{pl,z,Rd}$

5.4.3. Calcul de la flèche (ELS) :

$$f_1 = \frac{5}{384} \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 3.0046 \cdot 600^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 1317} = 1.8 \text{ cm} < f_{adm} = 2.4 \text{ cm}$$

Conclusion

L'IPE 180 est vérifié au stade de montage comme une solive

6. Vérification au stade finale :

6.1. Evaluation des charges :

a) Les charges permanentes :

Le béton ayant durci donc la section mixte (le profilé dans la dalle) travaillant ensemble, les charges de la phase finale sont :

Cloison de séparation	90 daN/m ²
Revêtement en carrelage	40 daN/m ²
Mortier de pose	40 daN/m ²
Poids de la dalle	256.25 daN/m ²
Isolation thermique	16 daN/m ²
Poids de la solive (IPE 180)	18.8 daN/m
Poids de la tôle	12 daN/m ²
$G = (G1 + G2 + G3 + G5 + G6) \times d + P$	
$G = (90 + 256.25 + 40 + 40 + 16 + 12) \cdot 1.05 + 18.8$	
$G = 495.76 \text{ daN/ml}$	

b) Les charges variables :

Plancher courant : $P = 250 \text{ daN/m}^2$ (DTR tableau 7.2.4)

$$Q = P \times d = 250 \times 1.05 = 262.5 \text{ daN/ml}$$

6.2. Combinaisons des charges :

$$\text{ELS : } q_s = 495.76 \text{ daN/ml}$$

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 495.76 + 1.5 \times 262.5 = 1063.02 \text{ daN/ml}$$

Après le durcissement du béton, l'inertie de la dalle participe avec l'inertie des solives I2, ce qui donne une inertie équivalente I_{eq} .

6. Caractéristique de la poutre mixte :

6.1. Calcul de la largeur efficace du béton :

La largeur efficace du béton qui participe à l'inertie équivalente I , de la section mixte notée par B_{eff} est donnée selon EC4.4.2.2.1 par:

$$b_{eff} = \min\left(2\frac{l_0}{8}; b\right) \text{ EU 4.2.2.1- page 4-7}$$

l_0 : est la longueur de solive.

$$b_{eff} = \min\left(2\frac{6}{8}; 1.05\right) \implies b_{eff} = 1.05m$$

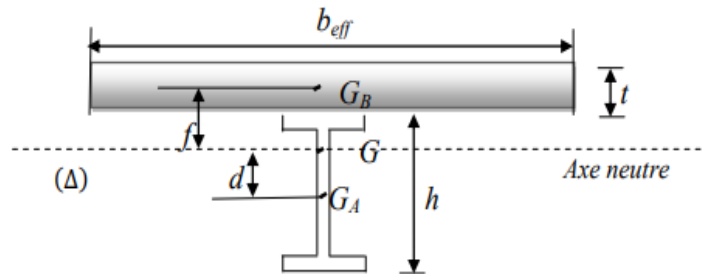


Figure IV.4. Présentation de l'ensemble (solive- dalle)

6.2. Calcul de la section équivalente :

La formule de calcul de la section équivalente acier-béton est :

$$S = A + \frac{B}{n}$$

Avec : A : section d'acier

B : section de la dalle en béton

n : facteur d'équivalence (n = 15)

$$\text{AN : } \begin{cases} A = 23.9 \text{ cm}^2 \implies S = 23.9 + \frac{787.5}{15} = 76.4 \text{ cm}^2 \\ B = b \times t = 7.5 \times 105 = 787.5 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

6.3. Position de l'axe neutre :

$$\text{Résistance de la section d'acier : } F_a = \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a} = \frac{23.9 \cdot 2350}{1.1} = 51059.09 \text{ daN}$$

Résistance de la section du béton :

$$F_b = \frac{0.85 \cdot b_{eff} \cdot h_c \cdot f_{ck}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$h_c = 130 - 55 = 75 \text{ mm}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$f_{ck} = f_{28} = 25 \text{ MPa}$$

AN :

$$F_b = \frac{0.85 \cdot 7.5 \cdot 105 \cdot 250}{1.5} = 111562.5 \text{ daN}$$

$F_b > F_a$ Donc l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton

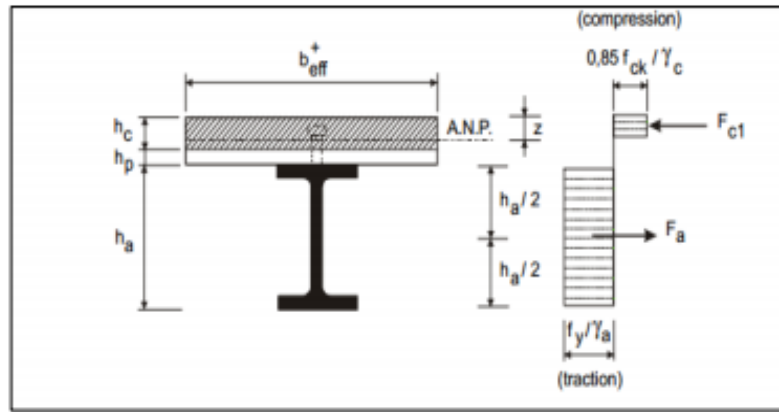


Figure IV.5. Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle

6.4. Vérification à L'ELU :

6.4.1. Vérification du moment de résistance plastique :

On doit vérifier la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

$$M_{sd} = \frac{q * l^2}{8} = \frac{1063.02 * 6^2}{8} = 4784.4 \text{ daN.m}$$

Dans le cas d'une flexion positive avec un axe neutre dans la dalle Le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{pl,Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right) = \frac{A_a * f_y}{\gamma_a} \left(\frac{h_c}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right)$$

Avec :

$$Z = \left[\frac{A_a * f_y}{\gamma_a} \right] / \left[\frac{0.85 * b_{eff} * f_{ck}}{\gamma_b} \right]$$

$$Z = \left[\frac{23.9 * 2350}{1.1} \right] / \left[\frac{0.85 * 105 * 250}{1.5} \right] = 3.43 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow M_{pl,Rd} = 51059.09 \left(\frac{0.2}{2} + 0.075 + 0.055 - \frac{0.0343}{2} \right) = 10867.92 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 4784.4 \text{ daN.m} \leq M_{pl,Rd} = 10867.92 \text{ daN.m} \dots \text{vérifier}$$

6.4.2. Vérification de l'effort tranchant : $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$

$$V_{sd} = \frac{q * L}{2} = \frac{1063.02 * 6}{2} = 3189.06 \text{ daN}$$

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

$$\text{Avec : } A_{vz} = 11.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } V_{pl,Rd} = \frac{11.3 * 2350}{1.1\sqrt{3}} = 13937.76 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3189.06 \text{ daN} \leq V_{pl,Rd} = 13937.76 \text{ daN} \dots \text{vérifier}$$

6.5. Calcul de la flèche (ELS) :

On doit vérifier la condition suivante : $f_{max} < \bar{f}$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q * l^4}{E * I_y}$$

Avec :

L : la portée de la solive.

I : Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique.

E : module d'élasticité de l'acier.

Calcul du moment d'inertie I :

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

Avec :

I_A : Inertie propre de l'IPE180

h_c : Hauteur de la dalle seule

I_B : Inertie de la section en béton

$$I_B = \frac{b_{eff} * h_c^3}{12} = \frac{105 * 7.5^3}{12} = 3691.40 \text{ cm}^4$$

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

$$d = \left[\frac{b_{eff} * h_c}{n} \left(t + \frac{h}{2} \right) \right] / \left[A_a + \frac{b_{eff} * h_c}{n} \right]$$

$$d = \left[\frac{105 * 7.5}{15} \left(13 + \frac{18}{2} \right) \right] / \left[23.9 + \frac{105 * 7.5}{15} \right] = 15.11 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_y = 1317 + 23.9 * 15.11^2 + \frac{3691.40}{15} + \frac{105 * 7.5}{15} \left(\frac{13 + 18}{2} - 15.11 \right)^2 = 7027.73 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} f_2 = \frac{5}{384} \frac{q * l^4}{E * I_y} = \frac{5 * 495.76 * 10^{-2} * 600^4}{384 * 2.1 * 10^6 * 7027.73} = 0.56 \text{ cm} \\ \bar{f} = \frac{1}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm} \end{cases}$$

$f_2 < \bar{f}$ vérifier

7. Pré dimensionnement des poutres principales du plancher

• Vérification au stade de montage

7.1. Evaluation des charges et surcharges :

a) Charges permanentes :

_Poids propre du plancher : $G_p = 454.25 * 6 = 2725.5 \text{ daN/ml}$

_Poids propre de la solive : $G_s = 18.8 * 6 = 112.8 \text{ daN/ml}$

b) Charges variables :

_Surcharge d'exploitation : $P = 250 \text{ daN/ml}$ (DTR tableau 7.2.4)

$\rightarrow Q = P * d = 250 * 6 = 1500 \text{ daN/ml}$

7.2. Combinaisons de charges :

ELS : $q_s = G_t = (2725.5 + 112.8) = 2838.3 \text{ daN/ml}$

ELU : $q_u = 1.35G_t + 1.5 Q = 1.35(2838.3) + 1.5(1500) = 6081.705 \text{ daN/ml}$

7.3. Calcul de la flèche (ELS) :

La vérification de la flèche se fait sous les charges $q = 2838.3 \text{ daN/ml}$

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{q * l^4}{E * I_y} < f_{adm} = \frac{l}{200} \text{ avec } f_{adm} = \frac{630}{200} = 3.15 \text{ cm}$$

Avec :

$l = 630 \text{ cm}$: longueur de la poutre principale

$$I_y \geq \frac{5 * q * l^3 * 200}{384 * E} = \frac{5}{384} * \frac{2838.3 * 10^{-2} * 630^3 * 200}{2.1 * 10^6} = 8800.94 \text{ cm}^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant une valeur de I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée.

On opte un IPE 450

Tableau IV.2 Caractéristique géométrique IPE450

Poutre principal IPE450							
G (daN/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm ²)	Avz (cm ²)	Iw (cm ⁶)
77.6	450	190	9.4	14.6	98.8	50.9	79100
Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	Wply (cm ³)	Wplz (cm ³)	iy (mm)	iz (mm)	Avy (cm ²)	It (mm)
33740	1676	1702	276	18.5	4.12	47.9	66.9

7.4. Vérification à l'ELU :

7.5.1. Vérification de la section à la résistance :

$$M_{sd} = \frac{q * l^2}{8} = \frac{6081.705 * 6.30^2}{8} = 30172.85 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702 * 23.5}{1.1} = 36361 daN/m$$

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

7.5.2. Vérification de la section à l'effort tranchant

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

$$V_{sd} = \frac{q * L}{2} = \frac{6081.705 * 6.3}{2} = 19157.4 daN$$

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

$$V_{pl,Rd} = \frac{50.9(2350)}{1.1\sqrt{3}} = 62781.6 daN$$

$$V_{sd} = 19157.4 daN \leq V_{pl,Rd} = 62781.6 daN \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

7.5.3. Calcul de la flèche (ELS) :

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{630}{250} = 2.52 cm$$

$$f_1 = \frac{5}{384} \frac{q * l^4}{E * I_y} = \frac{5 * 28.383 * 630^4}{384 * 2.1 * 10^6 * 33740} = 0.82 cm$$

$$f_1 = 0.82 < f_{adm} = 2.52 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Conclusion :

L'IPE 450 convient comme poutre principale pour le planché

• Vérification au stade finale :

8.1. Evaluation des charges :

a) Les charges permanentes :

Le béton ayant durci donc la section mixte (le profilé dans la dalle) travaillant ensemble donc les charges de la phase finale sont :

Cloison de séparation 90daN/m²

Revêtement en carrelage 40daN/m²

Mortier de pose 40 daN/m²

Poids de la dalle 256.25 daN/m²

Isolation thermique 16daN/m²

Poids de la solive (IPE 180) 18.8daN/m

Poids de la tôle 12 daN/m²

$$G = (G1 + G2 + G3 + G5 + G6) \times d + P$$

$$G = (90 + 256.25 + 40 + 40 + 16 + 12) * 6.3 + 18.8 = 2880.57 daN/ml$$

b) Les charges variables :

Plancher courant : $P = 250 daN/m^2$ (DTR tableau 7.2.4)

$$Q = P \times d = 250 \times 1,05 = 262.5 daN/ml$$

8.2. Combinaisons des charges :

ELS : $q_s = G = 2880.57 \text{ daN/ml}$

ELU : $q_u = 1,35.G + 1,5Q = 1,35 \times 2880.57 + 1,5 \times 262.5 = 4282.51 \text{ daN/ml}$

9. Caractéristique de la poutre mixte :

9.1. Calcul de la largeur efficace du béton :

La largeur efficace du béton qui participe à l'inertie équivalente I , de la section mixte notée par B_{eff} est donnée selon EC4.4.2.2.1 par:

$$b_{eff} = \min\left(2\frac{l_0}{8}; b\right) \text{ EU 4.2.2.1- page 4-7}$$

l_0 : est la longueur de solive.

$$b_{eff} = \min\left(2\frac{6}{8}; 6.3\right) \Rightarrow b_{eff} = 1.5m$$

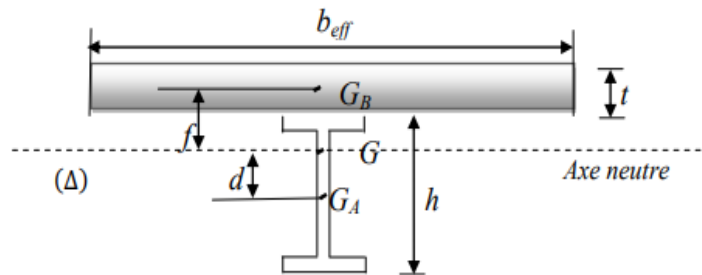


Figure IV.6. Présentation de l'ensemble (poutre principal- dalle)

9.2. Calcul de la section équivalente :

La formule de calcul de la section équivalente acier-béton est :

$$S = A + \frac{B}{n}$$

Avec : A : section d'acier

B : section de la dalle en béton

n : facteur d'équivalence (n = 15)

$$\text{AN : } \left\{ \begin{array}{l} A = 98.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow S = 98.8 + \frac{11.25}{15} = 99.55 \text{ cm}^2 \\ B = b \times t = 7.5 \times 1.5 = 11.25 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

9.3. Position de l'axe neutre :

Résistance de la section d'acier :

$$F_a = \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a} = \frac{98.8 \cdot 2350}{1.1} = 211072.72 \text{ daN}$$

Résistance de la section du béton :

$$F_b = \frac{0.85 \cdot b_{eff} \cdot h_c \cdot f_{ck}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$\begin{aligned} h_c &= 130 - 55 = 75 \text{ mm} \\ \gamma_b &= 1.5 \end{aligned}$$

$$f_{ck} = f_{28} = 25 \text{ MPa}$$

AN :

$$F_b = \frac{0.85 * 7.5 * 150 * 250}{1.5} = 159375 \text{ daN}$$

$$F_a - F_b = 211072.72 - 159375 = 51697.72 \text{ daN}$$

$$2b * T_f * f_y * \gamma_{m0} = 2 * 190 * 14.6 * 23.5 * 1.1 = 143415.8$$

$$F_b - F_a < 2b * t_f * f_y * \gamma_{m0} \quad \text{Donc l'axe neutre plastique se situe dans la semelle}$$

9.4. Vérification à L'ELU :

9.4.1. Vérification du moment de résistance plastique :

On doit vérifier la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

$$M_{sd} = \frac{q * l^2}{8} = \frac{4282.51 * 6.3^2}{8} = 21246.60 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702 * 23.5}{1.1} = 36360.90 \text{ daN/m}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

9.4.2. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_{sd} = \frac{q * L}{2} = \frac{4282.51 * 6}{2} = 12847.53 \text{ daN}$$

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

$$V_{pl,Rd} = \frac{50.9 * 2350}{1.1 \sqrt{3}} = 62781.6 \text{ daN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

9.5. Vérification à L'ELS :

Vérification de la flèche :

On doit vérifier la condition suivante : $f_{max} < \bar{f}$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q * l^4}{E * I_y}$$

Avec :

L : la portée de la solive.

I : Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique.

E : module d'élasticité de l'acier.

Calcul du moment d'inertie I :

$$I_y = I_A + A * d^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{b_{eff} * h_c}{n} * \left(\frac{t + h}{2} - d \right)^2$$

Avec :

I_A : Inertie propre de l'IPE450

h_c : Hauteur de la dalle seule

I_B : Inertie de la section en béton

$$I_B = \frac{b_{\text{eff}} * h_c^3}{12} = \frac{150 * 7.5^3}{12} = 5273.44 \text{ cm}^4$$

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

$$d = \left[\frac{b_{\text{eff}} * h_c}{n} \left(t + \frac{h}{2} \right) \right] / \left[A_a + \frac{b_{\text{eff}} * h_c}{n} \right]$$

$$d = \left[\frac{150 * 7.5}{15} \left(10.25 + \frac{45}{2} \right) \right] / \left[98.8 + \frac{150 * 7.5}{15} \right] = 14.13 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_y = 33740 + 98.8 * 14.13^2 + \frac{5273.44}{15} + \frac{150 * 7.5}{15} \left(\frac{10.25 + 45}{2} - 14.13 \right)^2$$

$$= 67476.3 \text{ cm}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_2 = \frac{5}{384} \frac{q * l^4}{E * I_y} = \frac{5 * 2880.57 * 10^{-2} * 600^4}{384 * 2.1 * 10^6 * 67476.3} = 0.34 \text{ cm} \\ \bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm} \\ f_2 < \bar{f} \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

10. Calcul des connexions acier-béton :

10.1. Introduction :

Les connecteurs sont utilisés pour renforcer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal et est appelée « connexion au cisaillement ». Ils s'opposent des sections en contact. Avec cette interaction les deux éléments (acier, béton) travaillent comme une section homogène.

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

Dans les pays industriels, le goujon soudé est le plus usuel des connecteurs de cisaillements. Il peut être soudé sur la semelle supérieure de manière semi-automatique soit directement à l'atelier, soit au travers des tôles profilées en acier sur chantier.

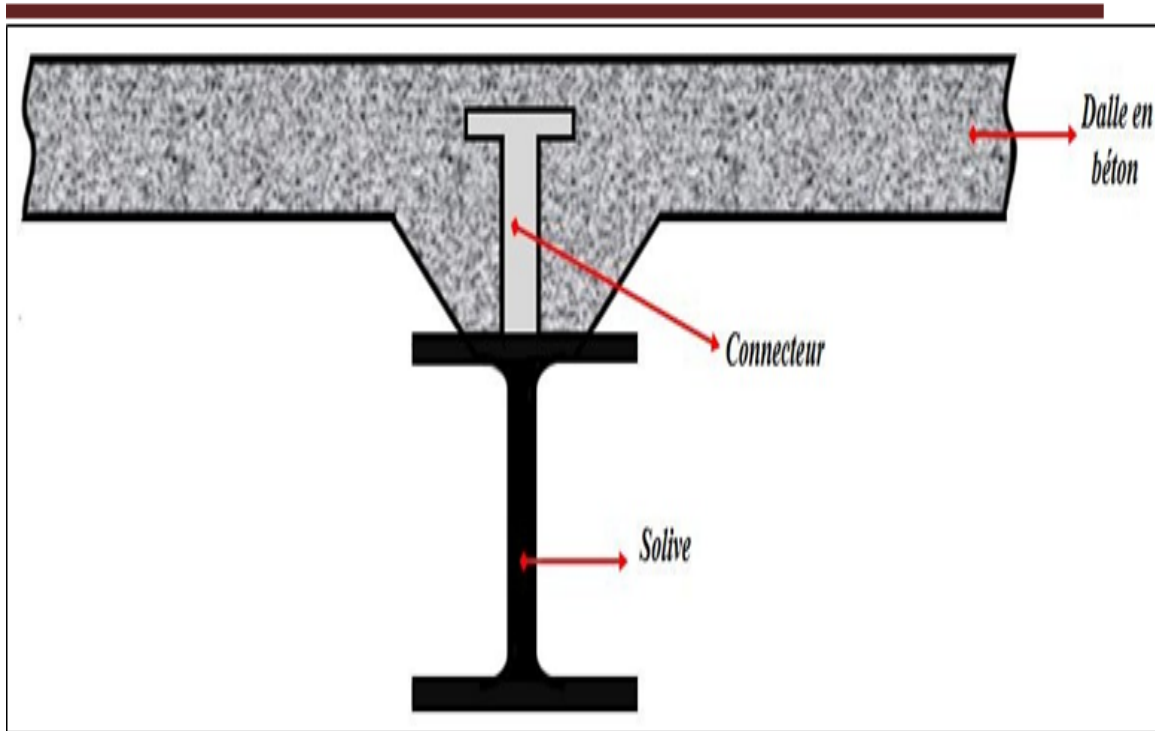


Figure IV.7. La position d'un connecteur.

10.2. Choix des dimensions des connecteurs

Suivant « *l'Eurocode 4* »

il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre (D) d'au moins $1,5d$ et d'une hauteur (h_t) d'au moins $0,4d$ et de hauteur totale ($H \geq 4d$), où d est le diamètre du fut du goujon ($d \geq 16\text{mm}$).

On utilise des goujons en acier de diamètre $d = 22\text{ mm}$ Et de hauteur totale " $H = 90\text{ mm}$ ".

D'où l'acier a une résistance ultime en traction spécifiée de $f_u = 360\text{MPa}$.

On adopte alors comme connecteurs des goujons à têtes ductiles de :

$$D = 1,5 \times d = 1,5 \times 22 = 33\text{mm}$$

$$H > 4d \rightarrow H > 4 \times 22 = 88\text{mm} \text{ soit } H = 90\text{mm}$$

$$h_t = 8,8\text{mm}$$

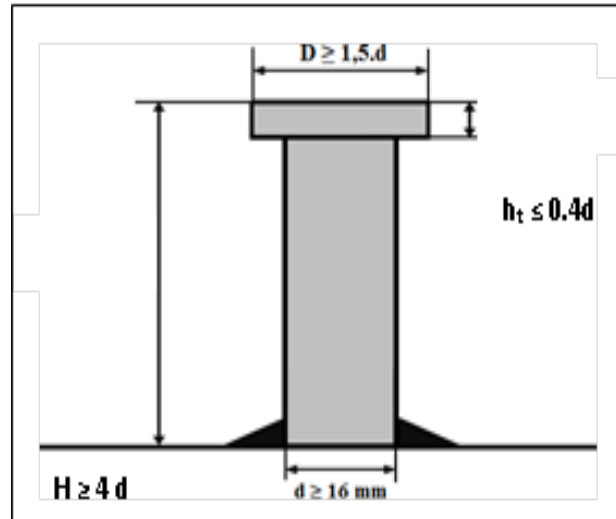


Figure IV.8. Caractéristiques des connecteurs.

10.3. Calcul de nombre de connecteurs (goujon) :

Le nombre de connecteur doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé (Section 6.2 EC 4), divisé par la résistance de calcul d'un connecteur P_{Rd} (section 6.3 ou 6.5 EC 4) :

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

Avec :

V_l : l'effort de cisaillement longitudinal. (Effort Rasant)

P_{Rd} : La résistance au cisaillement d'un connecteur.

9.3.1. Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal :

L'effort total de cisaillement longitudinal V_l s'exerçant sur chaque longueur antique (c'est à dire chaque demi travée de la poutre) est donnée par :

$V_l = F_{cf}$ (EC4 Formule 6.6).

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \\ \frac{0.85 \times b_{eff} \times t \times f_{ck}}{\gamma_c} \end{array} \right.$$

A_a : aire de l'élément structural **IPE 450** (98.8 cm^2)

f_y : 235 MPa (S235)

γ_a : coefficient de sécurité pour l'acier soit 1.1

γ_c : coefficient de sécurité pour le béton soit 1.5

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

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{98.8 \times 235 \times 10^3}{1.1} = 21107272.7 \text{ daN} \\ \frac{0.85 \times 150 \times 10.25 \times 25 \times 10^2}{1.5} = 2178125 \text{ daN} \end{array} \right.$$

Donc : $V_l = F_{cf} = 2178125 \text{ daN}$

10.3.2. Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur P_{Rd} :

Selon l'article **3-10-2 (Eurocode 4)**, elle est donnée par la plus petite valeur des deux Résistances suivantes :

$$P_{Rd} = \min \begin{cases} P_{Rd1} = 0.8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \frac{1}{\gamma_v} \dots \dots \dots (1) \\ P_{Rd2} = 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cim}} \times \frac{1}{\gamma_v} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

Avec :

f_{ck} : résistance caractéristique à la compression du béton (25MPa)

F_u : la contrainte résistante ultime de l'acier du goujon (360MPa)

γ_v : le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime soit 1.25

E_{cim} : la valeur moyenne du module élastique du béton.

$d = 22 \text{ mm}$: le diamètre du fût du goujon.

$$\alpha = \begin{cases} \alpha = 1 & \text{Pour } \frac{h}{d} > 4 \\ \alpha = 0.2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) & \text{Pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{cases}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{d} = \frac{90}{22} = 4.09 \geq 4 \rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{Rd} = \min \begin{cases} 0.8 \times 360 \times \frac{\pi \times (22)^2}{4} \times \frac{1}{1.25} = 875381.76 \text{ daN} \\ 0.29 \times 1 \times (22)^2 \times \sqrt{25 \times 305000} \times \frac{1}{1.25} = 310065.37 \text{ daN} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } P_{Rd} = 310065.37 \text{ daN}$$

D'où le nombre des connecteurs N est :

$$N = \frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{2178125}{310065.37} = 7.02 = 7 \text{ Goujons}$$

Soit **N = 7** goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire **14 goujons** sur la longueur totale de la poutre.

10.4. Calcul de l'espacement entre les goujons (EC4 6.1.3) :

Le nombre de connecteur N est uniformément réparti sur une longueur critique L_{cr} .

Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

Selon l'EC4.4.1.2, une section transversale critique comprend :

Une section de moment fléchissant maximum.

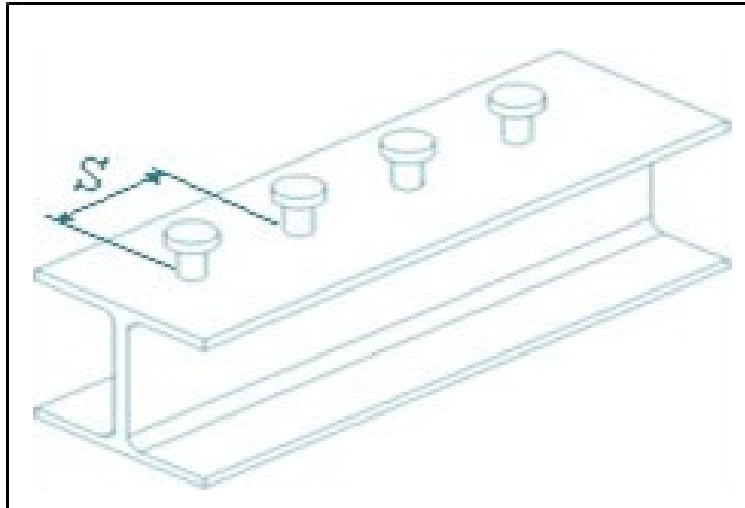
Une section sur appuis

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives.

Donc : $L_{cr} = \frac{L}{2}$ Alors l'espacement des connecteurs S est :

$$S = \frac{L_{cr}}{N} = \frac{\frac{L}{2}}{2N} = \frac{600}{2 \times 7} = 42.8 \text{ cm}$$

Donc l'espacement entre les goujons est **S = 43 cm**.



Distance entre goujons

10.5. Conclusion :

A travers cette étude nous avons calculé le plancher mixte réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 10.25cm posée sur des solives **IPE180**.

La liaison entre la dalle et les poutres principales est assurée par des connecteurs de diamètre 22mm, espacés de **43** cm entre eux.

CHAPITERE V
ETUDE NUMERIQUE DE
LA STRUCTURE

1. Introduction :

Pour faire l'étude d'un système il y a plusieurs méthodes manuelles classiques, mais vu la disponibilité d'un logiciel ROBOT notre tâche consiste à introduire les données suivantes :

Les données pour définir la géométrie de la structure.

Les informations concernant les propriétés des matériaux.

Les sollicitations auxquelles la structure est soumise.

Nous avons choisi le calcul par ordinateur ; pour la rapidité, et l'exactitude des résultats.

2. Logiciel de calcul et l'optimisation des structures :

ROBOT structurel est un logiciel de calcul et l'optimisation des structures.

Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, portique, structures mixtes

3. Description du logiciel ROBOT :

Après le lancement d'un système ROBOT, la fenêtre représentée ci-après s'affiche, elle permet de définir le type de structure à étudier, d'ouvrir un dimensionnement de la structure.

4. Etape à suivre dans le logiciel :

4.1. La modélisation :

La définition d'une structure commence par la définition des nœuds et des barres. Dans ROBOT structurel, seule la définition des barres est nécessaire puisque les nœuds sont alors automatiquement créés aux extrémités de ces dernières. ROBOT Millenium propose de nombreuses fonctionnalités qui permettent une modélisation avancée.

Application des efforts (neige, vent, séisme, charge d'exploitation, les combinaisons des efforts ...etc.) à la structure.

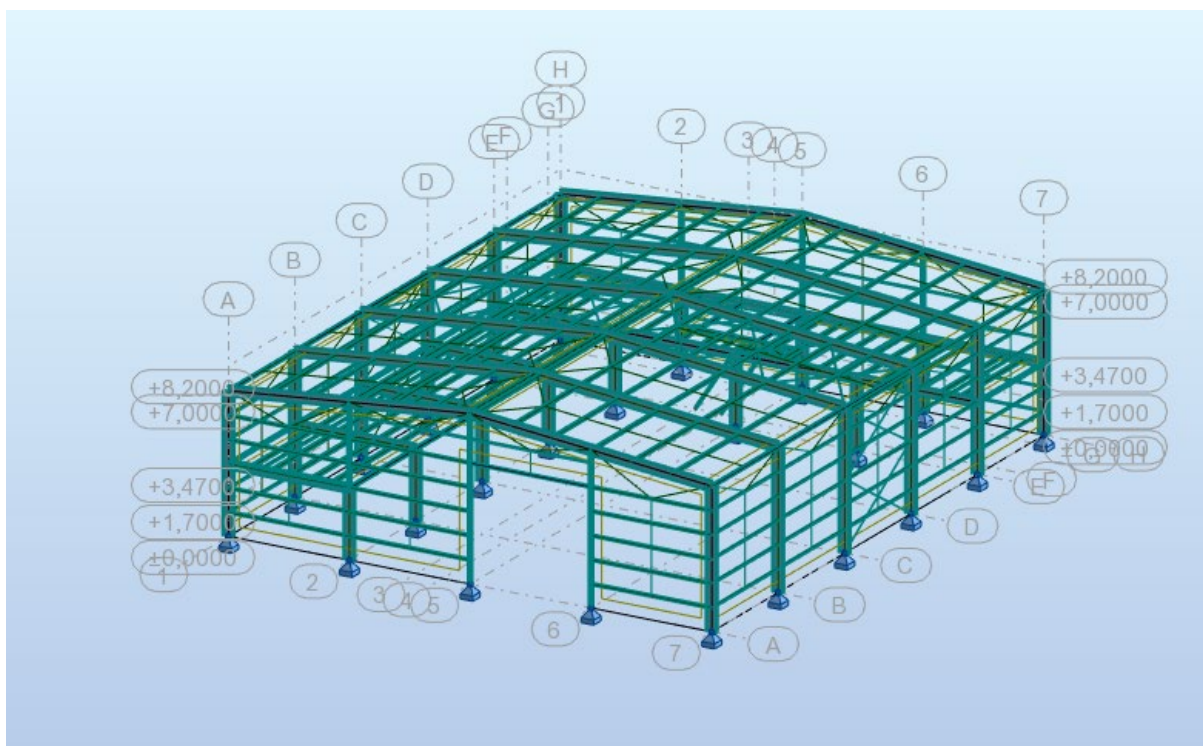


Figure V.1. Vue de la structure

4.2. Type de chargements :

Toutes les charges dans le logiciel ROBOT sont groupées en cas de charge, chaque cas possède un numéro et un nom. Dans le même cas de charge, vous pouvez définir un nombre quelconque de charge, les cas de charge peuvent être ensuite composés en combinaisons.

Pour le cas de charges définir dans ROBOT, vous pouvez par exemple, définir les natures suivantes : neige, vent, permanentes et d'exploitations.

Cas	Type de charge	Liste	Valeurs de la charge (m) (daN) (Deg)
1:PERM1	poids propre	1A7 12A27 3	'PZ Moins Coef=1,00
4:G PLANCHER	(EF) surfacique uniforme	516	'PZ=-544,330[daN/m2] projetés
2:G BARDAGE	(EF) surfacique uniforme	509	'PZ=-20,000[daN/m2] projetés
2:G BARDAGE	(EF) surfacique uniforme	513	'PZ=-20,000[daN/m2] projetés
2:G BARDAGE	(EF) surfacique uniforme	514	'PZ=-20,000[daN/m2] projetés
2:G BARDAGE	(EF) surfacique uniforme		'PZ=-20,000[daN/m2] projetés
7:V1	(EF) surfacique uniforme	509	'PX=-26,325[daN/m2] projetés
9:V3	(EF) surfacique uniforme	513	'PX=-21,937[daN/m2] projetés
3:G COUVERTURE	(EF) surfacique uniforme	434 508	'PZ=-15,137[daN/m2] projetés
5:EXPLOI TOITURE	(EF) surfacique uniforme	434 508	'PZ=-60,000[daN/m2] projetés
34:PERM POTELET	charge uniforme		'PZ=-157,220[daN/m]
37:vent potelet	charge uniforme		'PY=152,019[daN/m]
6:EXPLOI PLANCHE	(EF) surfacique uniforme	516	'PZ=-105,000[daN/m2]
10:V4	(EF) surfacique uniforme	514	'PY=42,700[daN/m2] projetés
9:V3	(EF) surfacique uniforme		'PY=-42,700[daN/m2] projetés
45:V5	(EF) surfacique uniforme	648	'PY=-42,700[daN/m2] projetés
56:VENT7	charge uniforme		'PZ=531,720[daN/m] local
56:VENT7	charge uniforme	21	'PZ=214,270[daN/m] local
56:VENT7	charge uniforme	20	'PZ=214,270[daN/m] local
29:G potelet	charge uniforme	596	'PX=-151,070[daN/m] local
*			

Figure V.2. Les cas de charge

4.3. Combinaisons de charges :

La génération automatique des pondérations ROBOT permet de créer une combinaison de cas de charge créée. Les combinaisons seront du type ELU, ELS ou accidentelle. Cette fonctionnalité de base permet à l'utilisateur de déclarer ses propres combinaisons et enveloppes de cas de charges.

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
8 (C)	COMB21 solive elu	Combinaison linéaire	EFF	permanente	$(1+4)*1.35+6*1.50$
11 (C)	COMB11 poteau traver	Combinaison linéaire	EFF	permanente	$(1+2+3+4)*1.35+(7+9+56)*1.50$
12 (C)	COMB12 poteau traver	Combinaison linéaire	EFF	permanente	$(1+2+3+4)*1.35+(5+6)*1.50$
13 (C)	COMB13 poteau travers	Combinaison linéaire	DEP	permanente	$(1+2+3+4+7+9)*1.00+56*1.50$
15 (C)	COMB14 poteau traver	Combinaison linéaire	DEP	permanente	$(1+2+3+4+5+6)*1.00$
18 (C) (CQC)	COMB15 travers	Combinaison linéaire	ACC	permanente	$(16+1+2+3+4+5+6)*1.00$
19 (C) (CQC)	COMB16 traverse	Combinaison linéaire	ACC	permanente	$(1+2+3+4+5+6+17)*1.00$
20 (C) (CQC)	COMB17 portique	Combinaison linéaire	ACC	permanente	$(1+2+3+4)*0.80+16*1.00$
21 (C) (CQC)	COMB18 portique	Combinaison linéaire	ACC	permanente	$(1+2+3+4)*0.80+17*1.00$
22 (C) (CQC)	COMB19 poteau	Combinaison linéaire	ACC	permanente	$(1+2+3+4+5+6)*1.00+16*1.20$
23 (C) (CQC)	COMB20 poteau	Combinaison linéaire	ACC	permanente	$(1+2+3+4+5+6)*1.00+17*1.20$
25 (C)	COMB22 solive els	Combinaison linéaire	DEP	permanente	$(1+4+6)*1.00$
26 (C)	COMB23 p.p.p elu	Combinaison linéaire	EFF	permanente	$(1+4)*1.35+6*1.50$
27 (C)	COMB24 ppp els	Combinaison linéaire	DEP	permanente	$(1+4+6)*1.00$
28 (C) (CQC)	COMB25 ppp sismi	Combinaison linéaire	ACC	permanente	$(1+4+6+16)*1.00$
46 (C)	COMB1 panne ELU1	Combinaison linéaire	EFF	permanente	$5*1.50+(1+3)*1.35$
47 (C)	COMB2 PANNE ELU2	Combinaison linéaire	EFF	permanente	$(1+3)*1.35$
48 (C)	COMB3 PANNE ELS1	Combinaison linéaire	DEP	permanente	$(1+3+5)*1.00$
49 (C)	COMB4 PANNE ELS2	Combinaison linéaire	DEP	permanente	$(1+3)*1.00$
50 (C)	COMB5 LISSE DROITE	Combinaison linéaire	EFF	permanente	$(1+2)*1.35+7*1.50$
51 (C)	COMB6 LISSE DROITE	Combinaison linéaire	DEP	permanente	$(1+2+7)*1.00$
52 (C)	COMB7 LISSE GAUCHE	Combinaison linéaire	EFF	permanente	$(1+2)*1.35+9*1.50$
53 (C)	COMB8 LISSE GAUCHE	Combinaison linéaire	DEP	permanente	$(1+2+9)*1.00$
54 (C)	COMB9 LISSE ARRIERE	Combinaison linéaire	EFF	permanente	$(1+2)*1.35+10*1.50$
55 (C)	COMB10 LISSE ARRIER	Combinaison linéaire	DEP	permanente	$(1+2+10)*1.00$
57 (C)	COMB26 potelet elu	Combinaison linéaire	EFF	permanente	$34*1.35+45*1.50$
58 (C)	COMB27 potelet els	Combinaison linéaire	DEP	permanente	$(34+45)*1.00$

Figure V.3. les combinaisons introduit

4.4. Vérification et analyse :

Après la modélisation et l'application des charges on lance l'analyse et l'optimisation des familles. On obtient trois profils :

- Le premier représente la plus basse limite et qu'il ne faut pas franchir.
- Le deuxième c'est le profil optimal.
- Le troisième représente le profil surdimensionné.

4.5. Affichage des résultats :

4.5.1. Vérification des pannes

Après la vérification l'ensemble des pannes logiciel a donné le résultat de la panne la plus sollicitée et la combinaison plus défavorable.

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 1 PANNE F

PIECE: 49 Arbalétrier_CM66_49

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 6.0000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 46 COMB1panne ELU1 5*1.50+(1+3)*1.35

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: panne IPE 180

h=18.00 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=9.10 cm	Ay=16.21 cm ²	Az=11.25 cm ²	Ax=23.95 cm ²
tw=0.53 cm	Iy=1316.96 cm ⁴	Iz=100.85 cm ⁴	Ix=4.81 cm ⁴
tf=0.80 cm	Wply=166.41 cm ³	Wplz=34.60 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 40.479 daN	My _{Ed} = -8.99 kN*m	Mz _{Ed} = 0.83 kN*m	Vy _{Ed} = -53.034 daN
N _{c,Rd} = 51165.909 daN	My _{Ed,max} = -8.99 kN*m		Mz _{Ed,max} = 0.83 kN*m
	Vy _{T,Rd} = 19939.559 daN		
Nb _{Rd} = 51165.909 daN	My _{c,Rd} = 35.55 kN*m	Mz _{c,Rd} = 7.39 kN*m	Vz _{Ed} = -670.464 daN
	MN _{y,Rd} = 35.55 kN*m	MN _{z,Rd} = 7.39 kN*m	Vz _{T,Rd} = 13854.909 daN
	Mb _{Rd} = 13.54 kN*m		Tt _{Ed} = 0.01 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	Mcr = 17.15 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.38
Lcr,low=6.0000 m	Lam_LT = 1.51	fi,LT = 1.75	XLT,mod = 0.38

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.66 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.78 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.78 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.28 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 3.00 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

$$\text{Cas de charge décisif: } 48 \text{ COMB3 PANNE ELS1 } (1+3+5) \cdot 1.00$$

$$u_z = 1.06 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 3.00 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

$$\text{Cas de charge décisif: } 48 \text{ COMB3 PANNE ELS1 } (1+3+5) \cdot 1.00$$

$$u_{inst,y} = 0.32 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/200.00 = 3.00 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

$$\text{Cas de charge décisif: } 1 \cdot 8$$

$$u_{inst,z} = 1.05 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/200.00 = 3.00 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

$$\text{Cas de charge décisif: } 1 \cdot 8$$



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

4.5.2. Vérification des lisses

Après la vérification l'ensemble des lisses logiciel a donné le résultat de la panne la plus sollicitée et la combinaison plus défavorable.

a) vérification des lisses long panne droite

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 3 LISSE DROITE

PIECE: 137 Arbalétrier_CM66_137 **POINT:** 7
3.0000 m

COORDONNEE: $x = 0.50 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 50 COMB5 LISSE DROITE ELU1 (1+2)*1.35+7*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: lisse UPN 140

$h=14.00 \text{ cm}$	$gM0=1.10$	$gM1=1.10$	
$b=6.00 \text{ cm}$	$A_y=13.40 \text{ cm}^2$	$A_z=10.10 \text{ cm}^2$	$A_x=20.40 \text{ cm}^2$
$tw=0.70 \text{ cm}$	$I_y=605.00 \text{ cm}^4$	$I_z=62.70 \text{ cm}^4$	$I_x=5.68 \text{ cm}^4$
$tf=1.00 \text{ cm}$	$W_{ely}=86.43 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=14.79 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 8.902 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = -1.53 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -0.07 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 26.142 \text{ daN}$
$N_{c,Rd} = 43581.818 \text{ daN}$	$M_{y,Ed,max} = -1.53 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed,max} = -0.24 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 16391.503 \text{ daN}$
$N_{b,Rd} = 43581.818 \text{ daN}$	$M_{y,c,Rd} = 18.46 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 3.16 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -28.887 \text{ daN}$
			$V_{z,T,Rd} = 12385.735 \text{ daN}$
	$M_{b,Rd} = 7.76 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$T_{t,Ed} = 0.01 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 16.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT - d	$X_{LT} = 0.42$
$L_{cr,low} = 6.0000 \text{ m}$	$\lambda_{m_LT} = 1.10$	$\phi_{i,LT} = 1.44$	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{xy,Ed} + \tau_{yx,Ed})^2} / (f_y / gM0) = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.20 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.27 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.27 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.15 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 3.00 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

$$\text{Cas de charge décisif: } 51 \text{ COMB6 LISSE DROITE ELS } (1+2+7) \cdot 1.00$$

$$u_z = 0.27 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 3.00 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

$$\text{Cas de charge décisif: } 51 \text{ COMB6 LISSE DROITE ELS } (1+2+7) \cdot 1.00$$

$$u_{inst,y} = 0.00 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/200.00 = 3.00 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

$$\text{Cas de charge décisif: } 1 \cdot 7$$

$$u_{inst,z} = 0.27 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/200.00 = 3.00 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

$$\text{Cas de charge décisif: } 1 \cdot 7$$



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

b) vérification des lisses long panne gauche

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 4 LISSE gauche

PIECE: 161 Arbalétrier_CM66_161 **POINT:** 7

COORDONNEE: $x = 0.50 L = 3.0000 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 52 COMB7 LISSE GAUCHE ELU $(1+2) \cdot 1.35 + 9 \cdot 1.50$

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: lisse UPN 140

$h = 14.00 \text{ cm}$	$gM0 = 1.10$	$gM1 = 1.10$	
$b = 6.00 \text{ cm}$	$A_y = 13.40 \text{ cm}^2$	$A_z = 10.10 \text{ cm}^2$	$A_x = 20.40 \text{ cm}^2$
$tw = 0.70 \text{ cm}$	$I_y = 605.00 \text{ cm}^4$	$I_z = 62.70 \text{ cm}^4$	$I_x = 5.68 \text{ cm}^4$
$tf = 1.00 \text{ cm}$	$W_{ely} = 86.43 \text{ cm}^3$	$W_{elz} = 14.79 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 26.776 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = -0.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{z,Ed} = -0.10 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$V_{y,Ed} = 27.630 \text{ daN}$
$N_{c,Rd} = 43581.818 \text{ daN}$	$M_{y,Ed,max} = -0.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{z,Ed,max} = -0.22 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 16137.301 \text{ daN}$

$N_{b,Rd} = 43581.818 \text{ daN}$ $M_{y,c,Rd} = 18.46 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,c,Rd} = 3.16 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,Ed} = -28.150 \text{ daN}$
 $M_{b,Rd} = 7.18 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,T,Rd} = 12252.269 \text{ daN}$
 $T_{t,Ed} = 0.04 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$ $M_{cr} = 14.87 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Courbe,LT - d $XLT = 0.39$
 $L_{cr,low} = 6.0000 \text{ m}$ $\lambda_{m,LT} = 1.17$ $f_{i,LT} = 1.55$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.08 < 1.00$ (6.2.1(7))
 $\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{xy,Ed} + \tau_{yx,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.10 < 1.00$ (6.2.1.(5))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.06 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.04 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.13 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.20 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.20 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPÈRE LOCAL):

$u_y = 0.07 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 3.00 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 53 COMB8 LISSE GAUCHE ELS (1+2+9)*1.00
 $u_z = 0.22 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 3.00 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 53 COMB8 LISSE GAUCHE ELS (1+2+9)*1.00
 $u_{inst,y} = 0.00 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/200.00 = 3.00 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 1*9
 $u_{inst,z} = 0.22 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/200.00 = 3.00 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 1*9



Déplacements (REPÈRE GLOBAL): Non analyse

c) vérification des lisses coté pignon

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 5 LISSE pignon

PIECE: 605 Poutre_605

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.0000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 54 COMB9 LISSE ARRIERE ELU (1+2)*1.35+10*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: lisse UPN 140

$h=14.00$ cm	$gM0=1.10$	$gM1=1.10$	
$b=6.00$ cm	$A_y=13.40$ cm ²	$A_z=10.10$ cm ²	$A_x=20.40$ cm ²
$t_w=0.70$ cm	$I_y=605.00$ cm ⁴	$I_z=62.70$ cm ⁴	$I_x=5.68$ cm ⁴
$t_f=1.00$ cm	$W_{ely}=86.43$ cm ³	$W_{elz}=14.79$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 14.894$ daN	$M_{y,Ed} = -0.70$ kN*m	$M_{z,Ed} = -0.05$ kN*m	$V_{y,Ed} = -0.901$ daN
$N_{c,Rd} = 43581.818$ daN	$M_{y,Ed,max} = -0.70$ kN*m	$M_{z,Ed,max} = -0.05$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 16526.444$ daN
$N_{b,Rd} = 43581.818$ daN	$M_{y,c,Rd} = 18.46$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 3.16$ kN*m	$V_{z,Ed} = 62.601$ daN
			$V_{z,T,Rd} = 12456.843$ daN
	$M_{b,Rd} = 8.14$ kN*m		$T_{t,Ed} = -0.00$ kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 18.32$ kN*m	Courbe,LT - d	$X_{LT} = 0.44$
$L_{cr,low} = 6.3000$ m	$\lambda_{m_LT} = 1.05$	$f_{i,LT} = 1.38$	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{y,Ed} + \text{Tau}_{ty,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau}_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.10 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.10 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.12 \text{ cm} < u_{y \max} = L/200.00 = 3.15 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

Cas de charge décisif: 55 COMB10 LISSE ARRIERE ELS (1+2+10)*1.00

$$u_z = 0.05 \text{ cm} < u_{z \max} = L/200.00 = 3.15 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

Cas de charge décisif: 55 COMB10 LISSE ARRIERE ELS (1+2+10)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

4.5.3. Vérification de portique

a) vérification de traverse

Le résultat de la traverse la plus sollicité est

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 20 trave_20

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.0000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 12 COMB12 poteau traverse 2 elu (1+2+3+4)*1.35+(5+6)*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 500 t2

h=50.00 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=20.00 cm	Ay=72.07 cm ²	Az=59.87 cm ²	Ax=115.52 cm ²
tw=1.02 cm	Iy=48198.50 cm ⁴	Iz=2141.69 cm ⁴	Ix=89.66 cm ⁴
tf=1.60 cm	Wply=2194.12 cm ³	Wplz=335.88 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 7601.167 daN	My _{Ed} = -327.63 kN*m	Mz _{Ed} = 0.23 kN*m	Vy _{Ed} = 20.593 daN
Nc,Rd = 246792.727 daN	My _{Ed,max} = -327.63 kN*m		Mz _{Ed,max} = -3.23 kN*m
	Vy,T,Rd = 88815.762 daN		
Nb,Rd = 213678.089 daN	My,c,Rd = 468.74 kN*m	Mz,c,Rd = 71.76 kN*m	Vz _{Ed} = 9026.896 daN
	MN _{y,Rd} = 468.74 kN*m	MN _{z,Rd} = 71.76 kN*m	Vz,T,Rd = 73808.171 daN
	Mb,Rd = 468.74 kN*m		Tt _{Ed} = 0.01 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	Mcr = 6494.85 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.98
Lcr,low=2.1000 m	Lam_LT = 0.28	fi,LT = 0.55	XLT,mod = 1.00

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 12.6570 m	Lam_y = 0.66
Lcr,y = 12.6570 m	Xy = 0.87
Lamy = 61.96	kyy = 1.00



en z:

Lz = 2.1000 m	Lam_z = 0.52
Lcr,z = 2.1000 m	Xz = 0.88
Lamz = 48.77	kyz = 0.69

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.49 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\Lambda_{y,y} = 61.96 < \Lambda_{y,max} = 210.00$ $\Lambda_{z,z} = 48.77 < \Lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.70 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{y,Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.77 < 1.00$
 (6.3.3.(4))
 $N_{z,Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.45 < 1.00$
 (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$u_y = 0.06 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 6.33 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 15 COMB14 poteau travers els2 (1+2+3+4+5+6)*1.00
 $u_z = 1.31 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 6.33 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 15 COMB14 poteau travers els2 (1+2+3+4+5+6)*1.00
 $u_{inst,y} = 0.03 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/200.00 = 6.33 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 1*5 + 1*6
 $u_{inst,z} = 0.76 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/200.00 = 6.33 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 1*5 + 1*6



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

b) verification de poteau

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 13 poteau_13
0.1943 m

POINT: 2

COORDONNEE: x = 0.03 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 12 COMB12 poteau traverse 2 elu (1+2+3+4)*1.35+(5+6)*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: poteau IPE 550

$h=55.00 \text{ cm}$	$gM0=1.10$	$gM1=1.10$	
$b=21.00 \text{ cm}$	$A_y=82.52 \text{ cm}^2$	$A_z=72.35 \text{ cm}^2$	$A_x=134.42 \text{ cm}^2$
$t_w=1.11 \text{ cm}$	$I_y=67116.50 \text{ cm}^4$	$I_z=2667.58 \text{ cm}^4$	$I_x=123.80 \text{ cm}^4$
$t_f=1.72 \text{ cm}$	$W_{ply}=2787.01 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=400.54 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{y,Ed} = 12572.683 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = 10.86 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = 0.01 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = -4.515 \text{ daN}$
$N_{c,Rd} = 287170.000 \text{ daN}$	$M_{y,Ed,max} = 396.13 \text{ kN*m}$		$M_{z,Ed,max} = 1.13 \text{ kN*m}$
	$V_{y,c,Rd} = 101778.213 \text{ daN}$		
$N_{b,Rd} = 278416.025 \text{ daN}$	$M_{y,c,Rd} = 595.41 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 85.57 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = 5588.642 \text{ daN}$
	$MN_{y,Rd} = 595.41 \text{ kN*m}$	$MN_{z,Rd} = 85.57 \text{ kN*m}$	$V_{z,c,Rd} = 89232.749 \text{ daN}$
	$Mb,Rd = 595.41 \text{ kN*m}$		

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$ $M_{cr} = 19574.31 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Courbe,LT - $XLT = 1.00$
 $L_{cr,upp} = 1.1660 \text{ m}$ $Lam_LT = 0.18$ $f_i,LT = 0.51$ $XLT,mod = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 7.0000 \text{ m}$ $Lam_y = 0.33$
 $L_{cr,y} = 7.0000 \text{ m}$ $X_y = 0.97$
 $Lam_y = 31.33$ $k_{yy} = 0.99$



en z:

$L_z = 1.1660 \text{ m}$ $Lam_z = 0.28$
 $L_{cr,z} = 1.1660 \text{ m}$ $X_z = 0.97$
 $Lam_z = 26.17$ $k_{yz} = 0.66$

flambement par torsion:

Courbe,T=b $\alpha, T=0.34$
 $L_t = 1.1660 \text{ m}$ $f_i, T=0.53$
 $N_{cr, T} = 5751847.185 \text{ daN}$ $X, T=0.99$
 $Lam_T = 0.33$ $Nb, T, Rd = 283667.168 \text{ daN}$

flambement en flexion-torsion

Courbe,TF=b $\alpha, TF=0.34$
 $N_{cr, y} = 2838914.159 \text{ daN}$ $f_i, TF=0.53$
 $N_{cr, TF} = 5751847.185 \text{ daN}$ $X, TF=0.99$
 $Lam_TF = 0.23$ $Nb, TF, Rd = 283667.168 \text{ daN}$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.04 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.06 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 31.33 < \lambda_{max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 26.17 < \lambda_{max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/\min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.05 < 1.00$ (6.3.1)
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.67 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.72 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.40 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$u_y = 0.00 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 3.50 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 13 COMB13 poteu travers els (1+2+3+4+7+9)*1.00+56*1.50
 $u_z = 0.61 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 3.50 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 15 COMB14 poteau travers els2 (1+2+3+4+5+6)*1.00
 $u_{inst,y} = 0.00 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/200.00 = 3.50 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 1*7 + 1*9 + 1.5*56
 $u_{inst,z} = 0.36 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/200.00 = 3.50 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 1*5 + 1*6



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$v_x = 1.58 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 4.67 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 15 COMB14 poteau travers els2 (1+2+3+4+5+6)*1.00
 $v_y = 0.03 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 4.67 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 13 COMB13 poteu travers els (1+2+3+4+7+9)*1.00+56*1.50

Profil correct !!!

4.5.4. Vérification de potelets

Le résultat de vérification le potelet le plus sollicité

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 596 Poteau_596

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.57 L = 4.6640 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 57 COMB26 potelet elu 34*1.35+45*1.50

MATERIAU:

ACIER fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: potlet HEB 180

h=18.00 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=18.00 cm	Ay=54.88 cm ²	Az=20.24 cm ²	Ax=65.25 cm ²
tw=0.85 cm	Iy=3831.13 cm ⁴	Iz=1362.85 cm ⁴	Ix=42.32 cm ⁴
tf=1.40 cm	Wply=481.45 cm ³	Wplz=231.01 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = -53.843 daN	My _{Ed} = -15.48 kN*m	Mz _{Ed} = 0.10 kN*m	Vy _{Ed} = 23.034 daN
N _{t,Rd} = 139397.727 daN	My _{pl,Rd} = 102.86 kN*m	Mz _{pl,Rd} = 49.35 kN*m	Vy _{T,Rd} = 64556.592 daN
	My _{c,Rd} = 102.86 kN*m	Mz _{c,Rd} = 49.35 kN*m	Vz _{Ed} = 141.238 daN
	MN _{y,Rd} = 102.86 kN*m	MN _{z,Rd} = 49.35 kN*m	Vz _{T,Rd} = 24269.424 daN
			Tt _{Ed} = 0.42 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPÈRE LOCAL):

$$u_y = 0.00 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 4.10 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 58 COMB27 potelet els (34+45)*1.00
 $u_z = 0.90 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 4.10 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 58 COMB27 potelet els (34+45)*1.00
 $u_{\text{inst},y} = 0.00 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = L/200.00 = 4.10 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 1*45
 $u_{\text{inst},z} = 0.90 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/200.00 = 4.10 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 1*45



Déplacements (REPÈRE GLOBAL):

$v_x = 0.00 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = L/150.00 = 5.47 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 58 COMB27 potelet els (34+45)*1.00
 $v_y = 0.33 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = L/150.00 = 5.47 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 58 COMB27 potelet els (34+45)*1.00

Profil correct !!!

5. vérification les éléments de planchers

5.1. Vérification des poutres principales

Après la vérification l'ensemble des poutres principales a donné le résultat de la panne la plus sollicitée et la combinaison plus défavorable.

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 647 Poutre_647

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00 \text{ L} = 0.0000 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 26 COMB23 p.p.p elu (1+4)*1.35+6*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400 P.P

$h=40.00 \text{ cm}$	$gM0=1.10$	$gM1=1.10$	
$b=18.00 \text{ cm}$	$A_y=55.99 \text{ cm}^2$	$A_z=42.69 \text{ cm}^2$	$A_x=84.46 \text{ cm}^2$
$tw=0.86 \text{ cm}$	$I_y=23128.40 \text{ cm}^4$	$I_z=1317.82 \text{ cm}^4$	$I_x=51.33 \text{ cm}^4$
$tf=1.35 \text{ cm}$	$W_{ply}=1307.15 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=229.00 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{\text{Ed}} = 2022.949 \text{ daN}$	$M_{y,\text{Ed}} = -65.33 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,\text{Ed}} = 0.12 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,\text{Ed}} = 22.452 \text{ daN}$
$N_{\text{c,Rd}} = 180437.273 \text{ daN}$	$M_{y,\text{Ed,max}} = -65.33 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$M_{z,\text{Ed,max}} = -0.55 \text{ kN}\cdot\text{m}$
	$V_{y,T,\text{Rd}} = 66386.646 \text{ daN}$		
$N_{b,\text{Rd}} = 50257.132 \text{ daN}$	$M_{y,c,\text{Rd}} = 279.25 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,\text{Rd}} = 48.92 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,\text{Ed}} = 5894.750 \text{ daN}$
	$M_{N,y,\text{Rd}} = 279.25 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{N,z,\text{Rd}} = 48.92 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,\text{Rd}} = 51365.051 \text{ daN}$
			$T_{t,\text{Ed}} = -0.45 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{zy} = 0.52$$



en z:

$$L_z = 6.3000 \text{ m}$$

$$L_{cr,z} = 6.3000 \text{ m}$$

$$\lambda_{mz} = 159.49$$

$$\lambda_{mz} = 1.70$$

$$X_z = 0.28$$

$$k_{zz} = 0.99$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{mz} = 159.49 < \lambda_{mz,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.17 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

5.2. Vérification des solives

Après la vérification l'ensemble des solives a donné le résultat de la panne la plus sollicitée et la combinaison plus défavorable.

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: [NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014](#), [Eurocode 3: Design of steel structures](#).

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 266 Poutre_266
6.0000 m

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 COMB21 solive élu (1+4)*1.35+6*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 180 slv

$$h = 18.00 \text{ cm}$$

$$b = 9.10 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.53 \text{ cm}$$

$$t_f = 0.80 \text{ cm}$$

$$g_{M0} = 1.10$$

$$A_y = 16.21 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 1316.96 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 166.41 \text{ cm}^3$$

$$g_{M1} = 1.10$$

$$A_z = 11.25 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 100.85 \text{ cm}^4$$

$$W_{plz} = 34.60 \text{ cm}^3$$

$$A_x = 23.95 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 4.81 \text{ cm}^4$$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$$N_{Ed} = -1.007 \text{ daN}$$

$$N_{t,Rd} = 51165.909 \text{ daN}$$

$$M_{y,Ed} = -34.00 \text{ kN*m}$$

$$M_{y,pl,Rd} = 35.55 \text{ kN*m}$$

$$M_{z,Ed} = 0.12 \text{ kN*m}$$

$$M_{z,pl,Rd} = 7.39 \text{ kN*m}$$

$$V_{y,Ed} = -3.871 \text{ daN}$$

$$V_{y,T,Rd} = 19994.435 \text{ daN}$$

$$\begin{array}{lll}
 M_{y,c,Rd} = 35.55 \text{ kN}\cdot\text{m} & M_{z,c,Rd} = 7.39 \text{ kN}\cdot\text{m} & V_{z,Ed} = -3205.542 \text{ daN} \\
 M_{N,y,Rd} = 35.55 \text{ kN}\cdot\text{m} & M_{N,z,Rd} = 7.39 \text{ kN}\cdot\text{m} & V_{z,T,Rd} = 13880.133 \text{ daN} \\
 & & T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 & & \text{Classe de la section} = 1
 \end{array}$$



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.93 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.23 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}\cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}\cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Profil correct !!!

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.02 \text{ cm} < u_{y \max} = L/200.00 = 3.00 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

Cas de charge décisif: 25 COMB22solive els (1+4+6)*1.00

$$u_z = 2.11 \text{ cm} < u_{z \max} = L/200.00 = 3.00 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

Cas de charge décisif: 25 COMB22solive els (1+4+6)*1.00

$$u_{\text{inst},y} = 0.00 \text{ cm} < u_{\text{inst},\max,y} = L/200.00 = 3.00 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

Cas de charge décisif: 1*6

$$u_{\text{inst},z} = 0.33 \text{ cm} < u_{\text{inst},\max,z} = L/200.00 = 3.00 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

Cas de charge décisif: 1*6



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

CHAPITRE VI

ETUDE DE PORTIQUE

1.Introduction :

Les portiques qui constituent l'ossature principale des bâtiments, sont supposés 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 les actions agissants sur la structure et les transmettre aux fondations. Elle doit ensuite permettre la fixation des éléments d'enveloppe (toiture et façade) et de séparation intérieure.

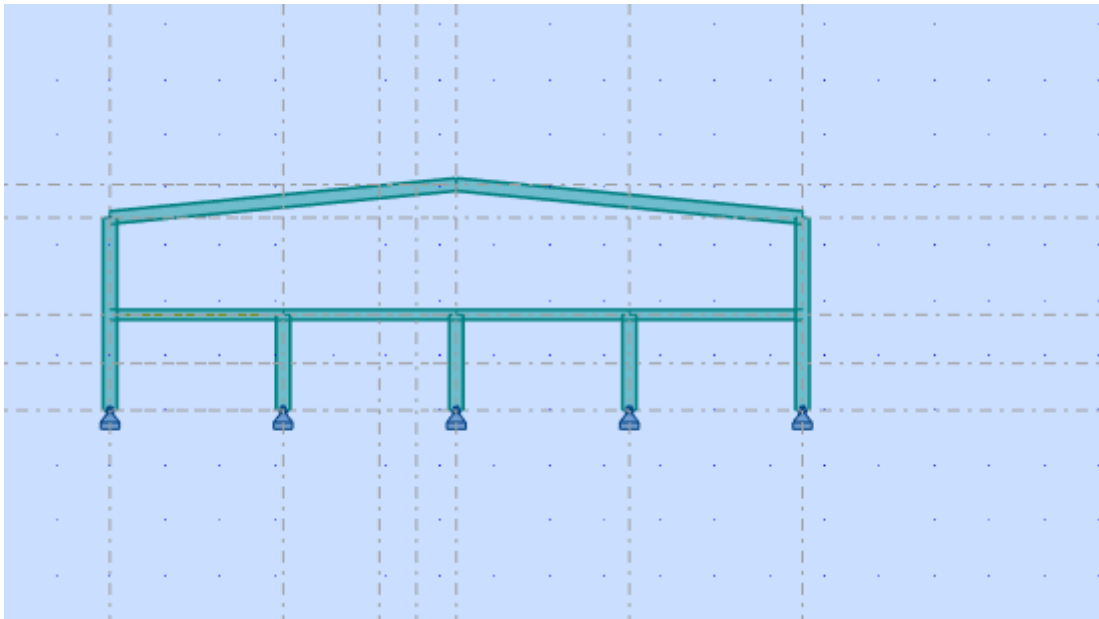


Figure VI.1. Vue du portique en 2D

2. Evaluation des charges :

2.1. Les charges permanentes revenant à la traverse de la toiture :

Panneau sandwich est de type TL75 : 15.137 daN/m^2

Accessoire de pose 5 daN/m^2

Poids propre de la panne (IPE 180) $= 18.8 \text{ daN/m}^2$

Le poids du contreventement estimé 4 daN/m^2

Poids propre de la traverse estimé 12 daN/m

$$G = 15.137 + 5 + \frac{18.8}{2.1} + 4 + 12 = 45.237 \text{ daN/m}^2$$

$$G = 45.237 * 6 = 271.422 \text{ daN/ml}$$

2.2. Effet de la neige :

Les résultats sont obtenus d'après le chapitre (II-3)

$$N = 9.2 \text{ daN/m}^2 \text{ (Par projection horizontale)}$$

$$N = 9.2 \times 6 = 55.2 \text{ daN/ml}$$

$$N = 55.2 \text{ daN/ml}$$

2.3. Effet du vent :

Résultats du vent : (voir tableau 3 ; CH 2) ; cas de vent le plus défavorable :

Tableau VI.1. Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et La toiture

	Zones	$q_{\text{dyn}}(\text{daN/m}^2)$	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	q (daN/m ²)	Cpi	Cpe-Cpi	q (daN/m ²)
Parois Verticales	A	43.875	-1,00	-0,3	-0,7	-30,7125	0,2	-1,2	-52,65
	B	43.875	-0,80	-0,3	-0,5	-21,9375	0,2	-1	-43,875
	C	43.875	-0,50	-0,3	-0,2	-8,775	0,2	-0,7	-30,7125
	D	43.875	0,80	-0,3	1,1	48,2625	0,2	0,6	26,325
	E	43.875	-0,30	-0,3	0,00	0,00	0,2	-0,5	-21,937
Toiture	F	43.875	-1,82	-0,3	-1,52	-66,69	0,2	-2,02	-88,62
	G	43.875	-1,18	-0,3	-0,88	-38,61	0,2	-1,38	-60,547
	H	43.875	-0,58	-0,3	-0,28	-12,285	0,2	-0,78	-34,222
	I	43.875	-0,59	-0,3	-0,29	-12,7237	0,2	-0,79	-34,661
	J	43.875	-0,61	-0,3	-0,31	-13,601	0,2	-0,81	-35,538

2.4. Pression équivalente

$$\text{Versant gauche : } W_{\text{pe.eq}} = \frac{\frac{Cpe.G * e}{10} + Cpe.H * (\frac{l}{2} - \frac{e}{10})}{l/2} = \frac{363.282 * 1.64 + 205.332(12.6 - 1.64)}{12.6} = 225.89 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Versant droit : } W_{\text{pe.eq}} = \frac{Cpe.J * e + Cpe.I * (\frac{l}{2} - \frac{e}{10})}{l} = \frac{213.228 * 1.64 + 207.966 * (12.6 - 1.64)}{12.6} = 208.650 \text{ daN/ml}$$

Charge équivalente du vent :

$$W = \frac{225.89 + 208.65}{2} = 217.27 \text{ daN/ml}$$

Remarque : on va introduire tous les charges dans les logiciel robot pour extraire les moments sollicitant max et les efforts au niveau des poteaux et traverses

Tableau VI.2. Différent de chargement

Type de charges	Valeurs (daN)
Poids propre de plancher (Gp)	454.25
Poids propre de toiture (Gt)	20.137
Poids de bardage (Gb)	36
Exploitation plancher (Qp)	250
Neige (N)	9.6
Vent 1 long panne (V1)	26.325
Vent2 sortant (V2)	21.93
Vent 3 soulèvement (V3)	36.21

Tableau VI.3. Les combinaisons a ELU

ELU	
Poteau	traverse
$1.35(Gt+Gp+Gb)+1.5(V1+V2+V3)$	$1.35Gt+1.5(V1+V2+V3)$
$1.35(Gt+Gp+Gb)+1.35(V1+V2+V3+N)$	$1.35Gt+1.35(V1+V2+V3+N)$
$1.35(Gt+Gp+Gb)+1.35(N+Qp)$	$1.35Gt+1.5N$
$1.35(Gt+Gp+Gb)+1.35(V1+V2+V3+Qp)$	$Gt+1.5(V1+V2+V3)$
$1.35(Gt+Gp+Gb)+1.35(V1+V2+V3+N+Qp)$	

Tableau VI.4. les combinaison a ELS

ELS	
Poteau	traverse
(Gt+Gp+Gb)+(V1+V2+V3)	Gt+(V1+V2+V3)
(Gt+Gp+Gb)+(V1+V2+V3+N)	Gt+(V1+V2+V3+N)
(Gt+Gp+Gb)+(N+Qp)	Gt+N
(Gt+Gp+Gb)+(V1+V2+V3+Qp)	
(Gt+Gp+Gb)+(V1+V2+V3+N+Qp)	

Tableau VI.5. les combinaison sismiques

acc	
Poteau	traverse
Gt+Gp+Gb+Qp+Ex	Gt+Ex
Gt+Gp+Gb+Qp+Ey	Gt+Ey
Gt+Gp+Gb+Qp+1.2Ex	
Gt+Gp+Gb+Qp+1.2Ey	
0.8(Gt+Gp+Gb) +Ex	
0.8(Gt+Gp+Gb)+Ey	

3. Pré-dimensionnement de la traverse :

Nous pouvons admettre les éléments porteurs suivants basés sur des règles empiriques de pré dimensionnement

Pour la traverse : $h = \frac{l}{30} = \frac{12650}{30} = 421.66 \text{ mm} \rightarrow \text{on prend l'IPE500}$

L= la longueur de la traverse

Remarque :

Les profilés choisis sont surestimés pour tenir compte des effets de flambement, de déversement et de la flèche.

Soit un IPE500 $W_{ply} = 2194 \text{ cm}^3$

a) Bilan des efforts :

Sous la combinaison la plus défavorable donner par logiciel **(1.35Gt+1.5N)** on obtient les effort suivant

$$M_{y,sd} = 18213 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 8410.63 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = 4591.30 \text{ daN}$$

b) Calcul préliminaire :

$$M_{y,sd} \leq M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \Rightarrow \quad W_{ply} \geq \frac{M_{y,sd} \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{ply} \geq \frac{18213 \cdot 1.1}{23.5} = 852.52 \text{ cm}^3$$

3.1. Vérification de l'IPE 500 pour la traverse a (l'ELU) :

3.1.1. Vérifications des efforts tranchants :

Tableau VI.6. Caractéristiques géométriques de l'IPE500

Traverse IPE500							
G (daN/m)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	A (cm ²)	A _{vz} (cm ²)	I _w (cm ⁶)
90.7	500	200	10.2	16	116	59.9	1249
I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	i _y (mm)	i _z (mm)	A _{vy} (cm ²)	I _t (cm ⁴)
48200	2149	2194	336	20.4	4.31	47.9	89.3

$$V_{z,sd} = 4591.30 \text{ daN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz}(f_y)}{\gamma_{M0}\sqrt{3}} = \frac{59.9(2350)}{1.1\sqrt{3}} = 73882.46 \text{ daN}$$

Donc : $V_{z,sd} = 45991.30 \text{ daN} < V_{plz,Rd} = 73882.46 \text{ daN}$ Vérifiée

3.1.2. Vérification à la flexion composée

Si $N_{sd} < \text{Min} (0.25N_{pl,Rd} ; 0.5A_w F_y / \gamma_{M0})$

$$N_{sd} = 8410.36 \text{ daN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_x f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{116 \cdot 2350}{1.1} = 247818.18 \text{ daN}$$

$$0.25N_{pl,Rd} = 61954.54 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2btf = 116 - 2 \cdot 20 \cdot 1.6 = 52 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w F_y / \gamma_{M0} = 0.5 * 52 * 23.50 / 1.1 = 55545 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 8783.45 \text{ daN} < \min(247818.18 ; 55545) = 55545 \text{ daN}$$

Pas d'interaction entre le moment résistant plastique

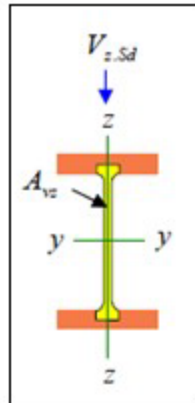


Figure VI.2. Effort tranchant dans le plan de l'âme et la section cisailée.

3.1.3. Vérifications de l'effort normal :

$$N_{sd} = 8410.36 \text{ daN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_x f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{116 * 2350}{1.1} = 247818.18 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 8783.45 \text{ daN} < N_{pl,Rd} = 247818.18 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

3.1.4. Vérifications du moment fléchissant :

On doit vérifier que : $M_{y,sd} \leq M_{c,Rd}$

$$M_{y,sd} = 18421 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2194 * 2350 * 10^{-2}}{1.1} = 46871.81 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = 18421 \text{ daN.m} < M_{c,Rd} = 46871.81 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$\Rightarrow$ La section en IPE500 est vérifiée.

3.2. Vérification de l'élément aux instabilités :

❖ Vis-à-vis du flambement :

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait suivant la formule suivante :

a) Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + \frac{k_{yy} * M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

b) Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{zy} * M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

➤ Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :

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

✓ Flambement par rapport à l'axe fort Y-Y (dans le plan du portique) :

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

$$\phi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}; (\beta_w = 1) \text{ car la section est de classe 01}$$

α : facteur d'imperfection correspondant a la courbe de flambement appropriée , donné pal le tableau 5.5.1 de l'eurocode 03 .

$$\text{Et : } \lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \cdot 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9 : \text{Élancement Eulérien}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1256}{20.4} = 61.56 \quad \bar{\lambda}_y = \frac{61.56}{93.9} = 0.65$$

Courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 500/200 = 2.5 > 1.2 \\ t_f = 16 < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe du flambement } y - y \\ \rightarrow \text{courbe de flambement (a)} (\alpha = 0.21) \end{array} \right.$$

(Tableau (5- 5-1) Eurocode 03

$$\phi_y = 0.5 [1 + 0.21(0.65 - 0.2) + 0.65^2] = 0.75$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.75 + [0.75^2 - 0.65^2]^{0.5}} = 0.8895$$

✓ Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z (hors du plan du portique) :

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

Avec

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}; (\beta_w = 1) \text{ car la section est de classe 01}$$

$$\text{Et : } \lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \cdot 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9 : \text{Élancement Eulérien}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{628}{4.31} = 145.70 \quad \bar{\lambda}_z = \frac{145.70}{93.9} = 1.55$$

➤ Courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 500/200 = 2.5 > 1.2 \\ t_f = 16 < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe du flambement } z - z \end{array} \right.$$

courbe de flambement (**b**) ($\alpha = 0.34$)

(Tableau (5- 5-1) Eurocode 03

- $\phi_z = 0.5 [1 + 0.34(1.55 - 0.2) + 1.55^2] = 1.93$

- $\chi_z = \frac{1}{1.93 + [1.93^2 - 1.55^2]^{0.5}} = 0.324$

✓ **Coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :**

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0.889; 0.324) = 0.324$$

➤ **Calcul les coefficients d'interaction k_{ij} :**

$$k_{yy} = \min \left[C_{my} \left(1 + [\bar{\lambda}_y - 0.2] \frac{N_{sd}}{\chi_y * N_{pl,Rd}} \right); C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{\chi_y * N_{pl,Rd}} \right) \right]$$

$$k_{zy} = 0.6k_{yy}$$

Avec :

C_{my} : est le facteur de moment équivalent pour tenir compte de la forme du diagramme du moment fléchissant

Charge uniformément répartie : $\rightarrow C_{my} = 0.95$

- $k_{yy} = \min \left[0.95 \left(1 + [0.65 - 0.2] \frac{8410.36}{0.88 * 247818.18} \right); 0.95 \left(1 + 0.8 \frac{8410.36}{0.88 * 247818.18} \right) \right]$

- $k_{yy} = \min[0.96; 0.97] = 0.96$

- $k_{zy} = 0.6k_{yy} = 0.6 * 0.96 = 0.576$

- $N_{by,Rd} = \chi_y * N_{pl,Rd} = 0.88 * 247818.18 = 218079.998 \text{ daN}$

- $N_{bz,Rd} = \chi_z * N_{pl,Rd} = 0.32 * 247818.18 = 79301.817 \text{ daN}$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * \beta_w * \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} * M_{ply,Rd} \text{ (Formule 5,48 de l'eurocode3)}$$

$\beta_w = 1$; Section de classe 01.

L'élancement réduit sera $\overline{\lambda}_{LT}$ sera déterminé par la formule suivante :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} * (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = 0.93\varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{628/4.31}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{628/4.31}{50/16} \right)^2 \right]^{0.25}} = 42.31$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{42.31}{93.9} = 0.45$$

- **Le choix des courbes de déversement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 500/200 = 2.5 > 2 \\ t_f = 16 < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe du flambement } y-y \quad \text{courbe de flambement (b)} (\alpha = 0.34) \end{array} \right.$$

(Tableau (5- 5-1) Eurocode 03)

La valeur de χ_{LT} pour l'élancement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$ est déterminée à partir de la formule (5.4.9) de l'Eurocode3 :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \quad \text{Avec} \quad \chi_{LT} < 1$$

$$\text{Et : } \phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 [1 + 0.34(0.45 - 0.2) + 0.45^2] = 0.63$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.63 + [0.63^2 - 0.45^2]^{0.5}} = 0.93$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * M_{ply,Rd} = 0.93 * 46871.81 = 43590.783 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification au flambement (dans le plan y-y) avec risque de flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + \frac{k_{yy} * M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{8410.36}{218079.998} + \frac{0.96 \cdot 18421}{43590.78} = 0.44 \leq 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au déversement (hors du plan zz) avec risque de déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{8410.36}{79301.817} + \frac{0.576 \cdot 18421}{43590.783} = 0.36 \leq 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

3.3. Conclusion :

Le profilé laminé choisi (IPE500) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié a la sécurité et convient comme Traverse du portique.

4. Vérification des poteaux (IPE550) :

Dans notre cas, on choisit un IPE 550 comme poteau de portique.

Bilan des efforts :

Sous la combinaison la plus défavorable donner par logiciel **(1.35(Gt+Gb+Gp)+1.35(Qp+N))** on obtient les effort suivant

$$M_{y,sd} = 18213 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 6119.224 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = 9193.69 \text{ daN}$$

4.1. Résistance au flambement par rapport à l'axe fort yy (dans le plan du portique)

Remarque :

la longueur de flambement du poteau pour le flambement dans le plan du portique peut donc être prise comme étant égale à la longueur d'épure : $l_y = 3.53 \text{ m}$

Tableau VI.7. Caractéristique géométrique de l'IPE500

Poteaux IPE550							
G (daN/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm ²)	Avz (cm ²)	Iw (cm ⁶)
106	550	210	11.1	17.2	134	72.3	188400
Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	wply (cm ³)	wplz (cm ³)	iy (mm)	iz (mm)	Avy (cm ²)	It (cm ⁴)
67120	2668	2787	401	22.4	4.45	61.7	123

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{353}{22.4} = 15.75$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{15.75}{93.9} = 0.16$$

Courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 550/210 = 2.61 > 1.2 \\ t_f = 17.2 < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe du flambement } y - y \end{array} \right.$$

→ courbe de flambement (**a**) ($\alpha = 0.21$)

- $\phi_y = 0.5[1 + 0.21(0.16 - 0.2) + 0.16^2] = 0.51$

- $\chi_y = \frac{1}{0.51 + [0.51^2 - 0.16^2]^{0.5}} = 1$

- $N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{134 \cdot 2350}{1.1} = 286272.72 \text{ daN.m}$

- $N_{by,Rd} = \chi_y * N_{pl,Rd} = 286272.72 \text{ daN}$

4.2. Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z (hors du plan du portique) :

$l_z = 1.16 \text{ m}$ (entraxe des lisses)

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{116.6}{4.45} = 26.20 \quad \overline{\lambda}_z = \frac{26.20}{93.9} = 0.27$$

➤ Courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 550/210 = 2.61 > 1.2 \\ t_f = 20.2 < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe du flambement } z - z \end{array} \right.$$

courbe de flambement (**b**) ($\alpha = 0.34$)

- $\phi_z = 0.5[1 + 0.34(0.40 - 0.2) + 0.40^2] = 0.74$

- $\chi_z = \frac{1}{0.74 + [0.74^2 - 0.40^2]^{0.5}} = 0.73$

- $N_{bz,Rd} = \chi_z * N_{pl,Rd} = 0.73 * 180522.72 = 132486.41 \text{ daN}$

4.3. Calcul de la résistance au déversement :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \quad \text{Avec} \quad \chi_{LT} < 1$$

$$\text{Et : } \phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda_{LT}} - 0.2) + \overline{\lambda_{LT}}^2 \right]$$

où : α_{LT} le facteur d'imperfection pour le déversement

$$h/b = 550/210 = 2.61 > 1.2 ; \text{ courbe de flambement } b ; \alpha_{LT} = 0.49$$

Pour les sections laminées : $\beta_w = 1$; Section de classe 01.

L'élanement réduit sera $\overline{\lambda_{LT}}$ sera déterminé par la formule suivante :

$$\overline{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} * (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = 0.93\varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$L = 116.6 \text{ cm}$: maintien latéraux (entraxe des lisses de bardage)

$$C_1 = 1.88 - 1.40\Psi + 0.52\Psi^2 \leq 2.7$$

$$\Psi = \frac{M_a}{M_b} \quad \text{avec} -1.0 \leq \Psi \leq 1.0$$

$M_a < M_b$ Moments aux extrémités du tronçon le plus chargé .

$$M_b = 18213 \text{ daN.m} ;$$

$$M_a = M_{y, sd}(h = 7 \text{ m}) = \frac{18213 * 5.834}{7} = 15179.23 \text{ daN.m}$$

$$\Psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{15179.23}{18213} = 0.83$$

$$C_1 = 1.88 - 1.40 * 0.83 + 0.52 * 0.83^2 = 1.076 < 2.7$$

On prend $C_1 = 1.076$

$$\diamond \lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{116.6/4.45}{1.076^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{116.6/4.45}{55/1.72} \right)^2 \right]^{0.25}} = 25.05$$

$$\diamond \overline{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{25.05}{93.9} = 0.266$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda_{LT}} - 0.2) + \overline{\lambda_{LT}}^2 \right] = 0.5 [1 + 0.49(0.226 - 0.2) + 0.226^2] = 0.551$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.551 + [0.551^2 - 0.226^2]^{0.5}} = 0.967$$

$$M_{pl, Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2787 * 2350 * 10^{-2}}{1.1} = 59540.45 \text{ daN.m}$$

$$M_{b, Rd} = \chi_{LT} * M_{pl, Rd} = 0.967 * 59540.45 = 57575.61 \text{ daN.m}$$

4.4. Calcul des coefficients d'interaction k_{ij} : (EC3 , table B1)

4.4.1. Interaction effort normal et moment fléchissant – flambement dans plan yy :

le flambement dans plan du à l'interaction d'un effort normal et d'un moment fléchissant est vérifié si l'expression suivante est satisfaite :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + \frac{k_{yy} * M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0$$

$$k_{yy} = \min \left[C_{my} \left(1 + (\overline{\lambda}_y - 0.2) \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) ; C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) \right]$$

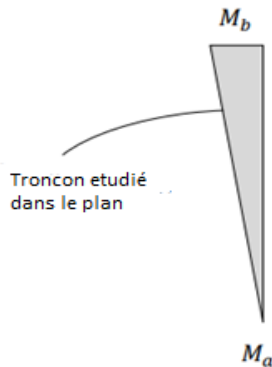
C_{my} : est facteur de moment équivalent pour tenir compte de la forme du diagramme du moment fléchissant entre les points de maintien latéraux (voir : ANNEXE)

Remarque :

les facteurs C_{my} et C_{mLT} doivent être calculés en considérant le diagramme de moment fléchissant sur la longueur du tronçon entre points de maintien au flambement dans le plan considéré . Dans cette vérification le tronçon de barre pour le calcul de C_{mLT} peut ne pas être le même que celui pour le calcul de C_{my}

$$C_{my} = 0.6 + 0.4\Psi ; \Psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{13998.93} = 0.0$$

$$C_{my} = 0.6 + 0.4 * 0.0 = 0.6$$



$$k_{yy} = \min \left[0.6 \left(1 + [0.16 - 0.2] \frac{6119.22}{286272.72} \right) ; 0.6 \left(1 + 0.8 \frac{6119.22}{286272.72} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min(0.59 ; 0.61) = 0.60$$

$$\frac{6119.22}{286272.72} + \frac{0.59 * 18213}{57575.61} = 0.22 \leq 1.0 \dots \dots \dots \text{OK}$$

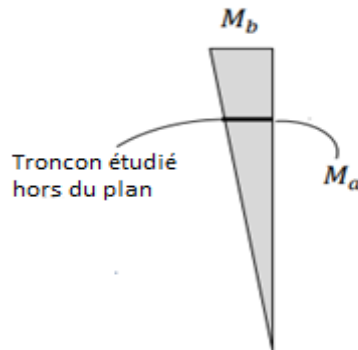
4.4.2. Interaction effort normal et moment fléchissant – flambement hors plan zz :

le flambement hors-plan dû à l'interaction d'un effort normal et d'un moment fléchissant est vérifié si l'expression suivante est satisfaite :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{zy} * M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

$\bar{\lambda}_z = 0.266 < 0.4$, pas de risque de déversement donc $\chi_{LT} = 1$

$$k_{zy} = 0.6k_{yy} = 0.6 * 0.59 = 0.35$$



$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{zy} * M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} = \frac{6119.22}{132486.41} + \frac{0.35 * 18213}{57575.61} = 0.21 \leq 1 \dots\dots\dots OK$$

4.5. Conclusion

Le profilé laminé choisi (IPE550) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme poteau du portique.

5. Etude numérique de portique

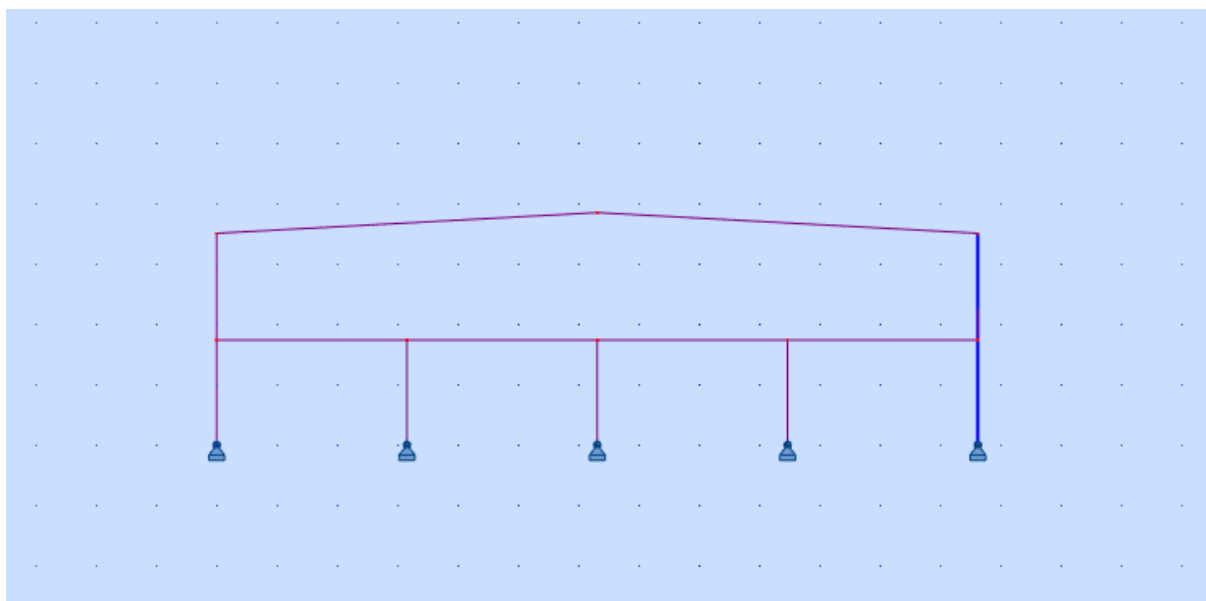


Figure VI.3. Vue de portique

5.1. Tableau des chargements

	Cas	Type de charge	Liste				
	1:PERM1	poids propre	1A7 12A27 3	Structure enti	-Z	Coef=1,00	MEMO:
	3:G TOITUTR	(EF) surfacique uniforme	434 508	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-20,137	global
	2:G PLANCHE	(EF) surfacique uniforme	516	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-454,250	global
	5:Q PLANCHE	(EF) surfacique uniforme	516	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-250,000	global
	9:NEIGE	(EF) surfacique uniforme	434 508	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-9,600	global
	6:V1	force nodale		FX=0,001	FY=0,0	FZ=0,0	CX=0,0
	6:V1	(EF) surfacique uniforme	509	PX=-26,325	PY=0,0	PZ=0,0	global
	6:V1	(EF) surfacique uniforme	513	PX=-21,930	PY=0,0	PZ=0,0	global
	6:V1	(EF) surfacique uniforme	434 508	PX=0,0	PY=0,0	PZ=36,210	global
	4:G COUVER	(EF) surfacique uniforme	509 513 514	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-36,210	global
	*						

Figure VI.4. Tableau des chargements

5.2. Tableau des combinaisons

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
13 (C)	COMB1 travers	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+3)*1.35+(6+7+8)*1.50$
14 (C)	COMB2 travers	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+3+6+7+8+9)*1.35$
15 (C)	COMB3 travers	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+3)*1.35+9*1.50$
16 (C)	COMB4 travers	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+2)*1.00+(6+7+8)*1.50$
17 (C)	COMB5 travers	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+3+6+7+8)*1.00$
18 (C)	COMB6 travers	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+3+9)*1.00$
19 (C)	COMB7 travers	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+3+6+7+8+9)*1.00$
20 (C)	COMB8 poteau	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+2+3+4)*1.35+(6+7+8)*1.50$
21 (C)	COMB9 poteau	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+2+3+4+6+7+8+9)*1.35$
22 (C)	COMB10 poteau	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+2+3+4+5+9)*1.35$
23 (C)	COMB11 poteau	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+2+3+4+5+6+7+8)*1.35$
24 (C)	COMB12 poteau	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+2+3+4+5+6+7+8+9)*1.35$
25 (C) (CQC)	COMB13 traver	Combinaison lin	ACC	permanente	$(1+11+3)*1.00$
26 (C) (CQC)	COMB14 traver	Combinaison lin	ACC	permanente	$(1+3+12)*1.00$
27 (C)	COMB15poteau	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+3+4+6+7+8)*1.00$
28 (C)	COMB16poteau	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+3+4+6+7+8+9)*1.00$
29 (C)	COMB17 poteau	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+3+4+5+9)*1.00$
30 (C)	COMB18 poteau	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+3+4+5+6+7+8)*1.00$
31 (C)	COMB19 poteau	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+3+4+5+6+7+8+9)*1.00$
32 (C) (CQC)	COMB20poteau	Combinaison lin	ACC	permanente	$(1+2+3+4+5+11)*1.00$
33 (C) (CQC)	COMB21 poteau	Combinaison lin	ACC	permanente	$(1+2+3+4+5+12)*1.00$
34 (C) (CQC)	COMB22 poteau	Combinaison lin	ACC	permanente	$(1+2+3+4+5)*1.00+11*1.20$
35 (C) (CQC)	COMB23 poteau	Combinaison lin	ACC	permanente	$(1+2+3+4+5)*1.00+12*1.20$
36 (C) (CQC)	COMB24 poteau	Combinaison lin	ACC	permanente	$(1+2+3+4)*0.80+11*1.00$
37 (C) (CQC)	COMB25 poteau	Combinaison lin	ACC	permanente	$12*1.00+(1+2+3+4)*0.80$
38 (C) (CQC)	COMB26 poteau	Combinaison lin	ACC	permanente	$11*1.00+(1+2+3+4)*0.80$
39 (C) (CQC)	COMB27poteu a	Combinaison lin	ACC	permanente	$(1+2+3+4)*0.80+12*1.00$

Figure VI.5. Tableau des combinaisons

5.3. Diagrammes des moments fléchissant M_y

- Diagramme de moment fléchissant de la traverse M_y

Selon la combinaison plus défavorables $1.35G+1.5N$

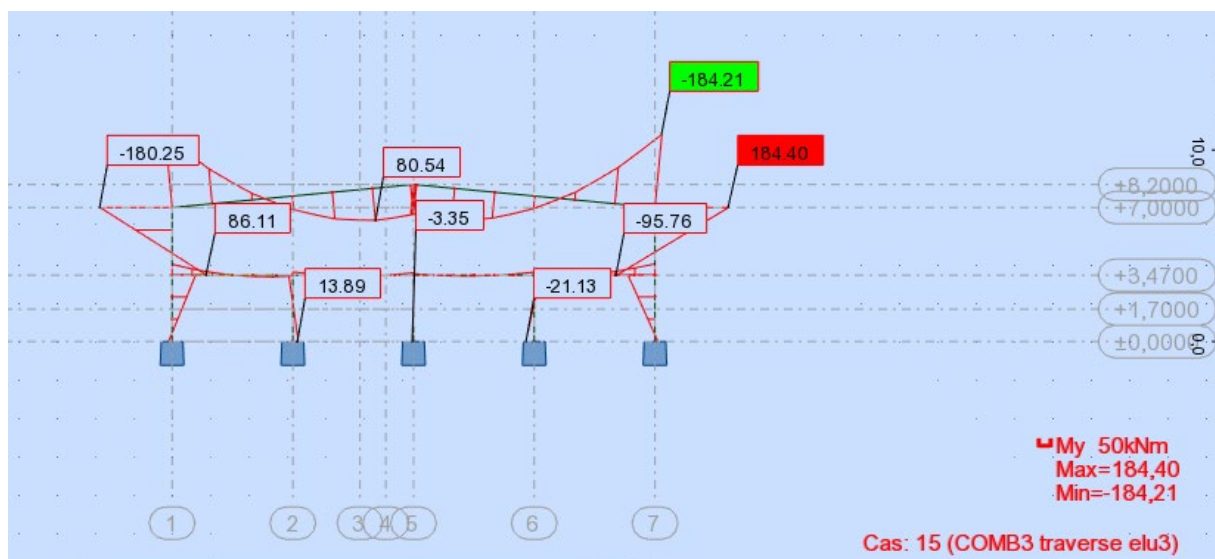


Figure VI.6. Diagramme des moments max sur la traverse

- Diagramme de moment fléchissant de poteau $M_{y,sd}$

Selon la combinaison plus défavorables $1.35(G_p + G_b + G_p) + 1.35 N + 1.35 Q_p$

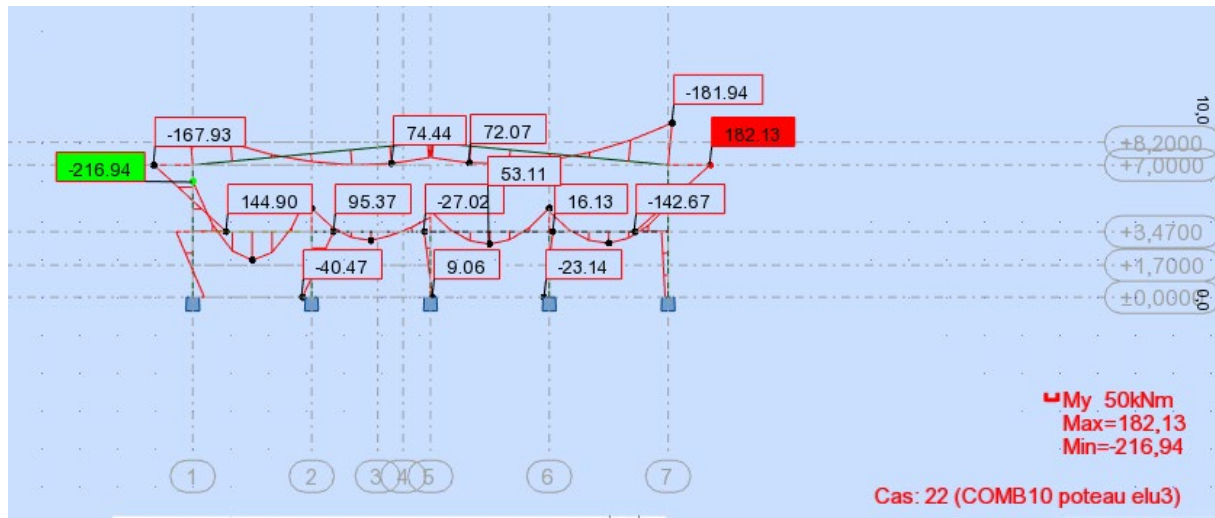


Figure VI.7. Diagramme des moments max sur le poteau

5.4. Note de calcul de Poteau

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 16 Arbalétrier_CM66_16 **POINT:** 7

COORDONNEE: $x = 1.00 L = 7.0000 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 22 COMB10 poteau elu3 $(1+2+3+4+5+9)*1.35$

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: poteau IPE 550

$h = 55.00 \text{ cm}$

$gM0 = 1.10$

$gM1 = 1.10$

$b = 21.00 \text{ cm}$

$A_y = 82.52 \text{ cm}^2$

$A_z = 72.35 \text{ cm}^2$

$A_x = 134.42 \text{ cm}^2$

$tw = 1.11 \text{ cm}$

$I_y = 67116.50 \text{ cm}^4$

$I_z = 2667.58 \text{ cm}^4$

$I_x = 123.80 \text{ cm}^4$

$tf = 1.72 \text{ cm}$

$W_{ply} = 2787.01 \text{ cm}^3$

$W_{plz} = 400.54 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 6119.224 \text{ daN}$

$M_{y,Ed} = 182.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{z,Ed} = -0.60 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{y,Ed} = 65.018 \text{ daN}$

$N_{c,Rd} = 287170.000 \text{ daN}$

$M_{y,Ed,max} = 182.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{z,Ed,max} = 5.97 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{y,T,Rd} = 101493.195 \text{ daN}$

$N_{b,Rd} = 279240.919 \text{ daN}$

$M_{y,c,Rd} = 595.41 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{z,c,Rd} = 85.57 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{z,Ed} = 9193.692 \text{ daN}$

$M_{N,y,Rd} = 595.41 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{N,z,Rd} = 85.57 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{z,T,Rd} = 89071.565 \text{ daN}$

$$M_{b,Rd} = 595.41 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$T_{t,Ed} = 0.06 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$$z = 0.00$$

$$M_{cr} = 20451.53 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Courbe,LT -

$$X_{LT} = 1.00$$

$$L_{cr,upp} = 1.1600 \text{ m}$$

$$\lambda_{LT} = 0.18$$

$$f_{i,LT} = 0.50$$

$$X_{LT,mod} = 1.00$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$L_y = 3.5300 \text{ m}$$

$$\lambda_{y} = 0.17$$

$$L_{cr,y} = 3.5300 \text{ m}$$

$$X_y = 1.00$$

$$\lambda_{my} = 15.80$$

$$k_{yy} = 0.77$$



en z:

$$L_z = 1.1600 \text{ m}$$

$$\lambda_{z} = 0.28$$

$$L_{cr,z} = 1.1600 \text{ m}$$

$$X_z = 0.97$$

$$\lambda_{mz} = 26.04$$

$$k_{yz} = 0.52$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 15.80 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 26.04 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.31 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.29 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.20 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPÈRE LOCAL):

$$u_y = 0.01 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 3.50 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 29 COMB17 poteau els3 (1+2+3+4+5+9)*1.00

$$u_z = 0.09 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 3.50 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 29 COMB17 poteau els3 (1+2+3+4+5+9)*1.00

$$u_{inst,y} = 0.00 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/200.00 = 3.50 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 1*5 + 1*6 + 1*7 + 1*8

$$u_{inst,z} = 0.06 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/200.00 = 3.50 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 1*5 + 1*6 + 1*7 + 1*8



Déplacements (REPÈRE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

5.6. Note de calcul de la traverse

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 27 27

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.0000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 15 COMB3 traverse elu3 (1+3)*1.35+9*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 500 t2

$h=50.00$ cm	$gM0=1.10$	$gM1=1.10$	
$b=20.00$ cm	$A_y=72.07$ cm ²	$A_z=59.87$ cm ²	$A_x=115.52$ cm ²
$tw=1.02$ cm	$I_y=48198.50$ cm ⁴	$I_z=2141.69$ cm ⁴	$I_x=89.66$ cm ⁴
$tf=1.60$ cm	$W_{ply}=2194.12$ cm ³	$W_{plz}=335.88$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 8410.361$ daN	$M_{y,Ed} = -184.21$ kN*m	$M_{z,Ed} = 0.32$ kN*m	$V_{y,Ed} = 23.241$ daN
$N_{c,Rd} = 246792.727$ daN	$M_{y,Ed,max} = -184.21$ kN*m		$M_{z,Ed,max} = -0.90$ kN*m
	$V_{y,T,Rd} = 88853.560$ daN		
$N_{b,Rd} = 213678.089$ daN	$M_{y,c,Rd} = 468.74$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 71.76$ kN*m	$V_{z,Ed} = 4591.300$ daN
	$MN_{y,Rd} = 468.74$ kN*m	$MN_{z,Rd} = 71.76$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 73828.184$ daN
	$M_{b,Rd} = 452.56$ kN*m		$T_{t,Ed} = -0.01$ kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 5874.34$ kN*m	Courbe,LT - b	$XLT = 0.97$
$L_{cr,low} = 2.1000$ m	$\lambda_{m_LT} = 0.30$	$f_{i,LT} = 0.56$	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 12.6570$ m	$\lambda_{m_y} = 0.66$
$L_{cr,y} = 12.6570$ m	$X_y = 0.87$
$\lambda_{my} = 61.96$	$k_{yy} = 1.05$



en z:

$L_z = 2.1000$ m	$\lambda_{m_z} = 0.52$
$L_{cr,z} = 2.1000$ m	$X_z = 0.88$
$\lambda_{mz} = 48.77$	$k_{yz} = 0.75$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.16 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.06 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{bda,y} = 61.96 < \lambda_{bda,max} = 210.00$ $\lambda_{bda,z} = 48.77 < \lambda_{bda,max} = 210.00$ STABLE
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.41 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y*N_{Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.47 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z*N_{Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.28 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPÈRE LOCAL):

$u_y = 0.02$ cm $< u_{y,max} = L/200.00 = 6.33$ cm	Vérifié
Cas de charge décisif: 18 COMB6 traverse els 2 (1+3+9)*1.00	
$u_z = 0.38$ cm $< u_{z,max} = L/200.00 = 6.33$ cm	Vérifié
Cas de charge décisif: 18 COMB6 traverse els 2 (1+3+9)*1.00	
$u_{inst,y} = 0.01$ cm $< u_{inst,max,y} = L/200.00 = 6.33$ cm	Vérifié
Cas de charge décisif: 1*6 + 1*7 + 1*8 + 1*9	
$u_{inst,z} = 0.18$ cm $< u_{inst,max,z} = L/200.00 = 6.33$ cm	Vérifié

Cas de charge décisif: $1*6 + 1*7 + 1*8 + 1*9$



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

5.7. Conclusion

IPE 500 convient comme une traverse de portique

IPE550 convient comme un poteau de portique

Remarque

On va faire la même étude avec le 2^{ème} portique montrer dans la figure suivant

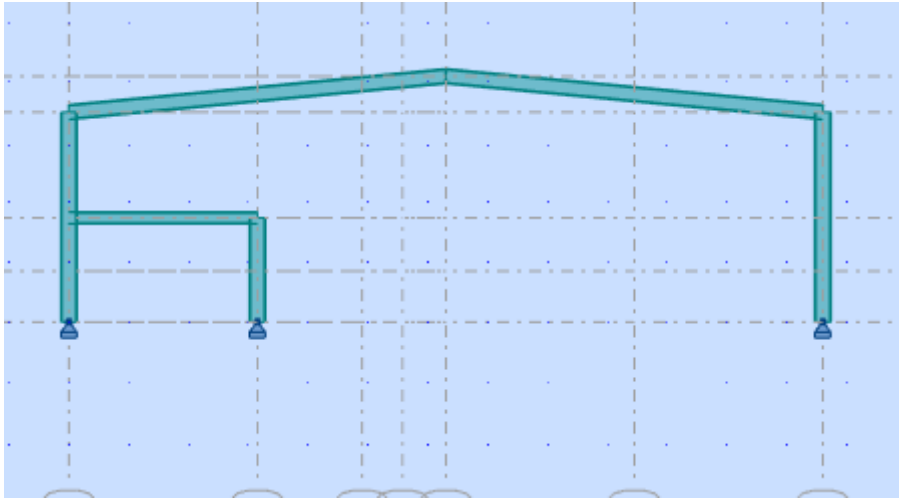


Figure VI.8. Vue du portique en 2D

6. Pré-dimensionnement de la traverse :

a) Bilan des efforts :

Sous la combinaison la plus défavorable donner par logiciel **(1.35Gt+1.5N)** on obtient les effort suivant

$$M_{y, sd} = 18703 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 5301.55 \text{ daN}$$

$$V_{z, sd} = 4663.41 \text{ daN}$$

b) Calcul préliminaire :

$$M_{y, sd} \leq M_{ply, Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \Rightarrow \quad W_{ply} \geq \frac{M_{y, sd} \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{ply} \geq \frac{18703 \cdot 1.1}{23.5} = 875.45 \text{ cm}^3$$

6.1. Vérification de l'IPE 500 pour la traverse a (l'ELU) :

6.1.1. Vérifications des efforts tranchants :

Tableau VI.8. Caractéristiques géométriques de l'IPE500

Traverse IPE500							
G (daN/m)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	A (cm ²)	A _{vz} (cm ²)	I _w (cm ⁶)
90.7	500	200	10.2	16	116	59.9	1249
I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	i _y (mm)	i _z (mm)	A _{vy} (cm ²)	I _t (cm ⁴)
48200	2149	2194	336	20.4	4.31	47.9	89.3

$$V_{z,sd} = 4663.41 \text{ daN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz}(f_y)}{\gamma_{M0}\sqrt{3}} = \frac{59.9(2350)}{1.1\sqrt{3}} = 73882.46 \text{ daN}$$

Donc : $V_{z,sd} = 4663.41 \text{ daN} < V_{plz,Rd} = 73882.46 \text{ daN}$ Vérifiée

6.1.2. Vérification à la flexion composée

Si $N_{sd} < \min(0.25N_{pl,Rd}; 0.5A_wF_y/\gamma_{M0})$

$$N_{sd} = 5301.55 \text{ daN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_x f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{116 * 2350}{1.1} = 247818.18 \text{ daN}$$

$$0.25N_{pl,Rd} = 61954.54 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2b t_f = 116 - 2 * 20 * 1.6 = 52 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w F_y / \gamma_{M0} = 0.5 * 52 * 23.50 / 1.1 = 55545 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 5301.55 \text{ daN} < \min(247818.18; 55545) = 55545 \text{ daN}$$

Pas d'interaction entre le moment résistant plastique

6.1.3. Vérifications de l'effort normal :

$$N_{sd} = 5301.55 \text{ daN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_x f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{116 * 2350}{1.1} = 247818.18 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 5301.55 \text{ daN} < N_{pl,Rd} = 247818.18 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

6.1.4. Vérifications du moment fléchissant :

On doit vérifier que : $M_{y,sd} \leq M_{c,Rd}$

$$M_{y,sd} = 18703 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2194 * 2350 * 10^{-2}}{1.1} = 46871.81 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = 18703 \text{ daN.m} < M_{c,Rd} = 46871.81 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$\Rightarrow$ La section en IPE500 est vérifiée.

6.2. Vérification de l'élément aux instabilités :

❖ Vis-à-vis du flambement :

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait suivant la formule suivante :

a) Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + \frac{k_{yy} * M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

b) Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{zy} * M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

➤ Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :

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

✓ Flambement par rapport à l'axe fort Y-Y (dans le plan du portique) :

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}; (\beta_w = 1) \text{ car la section est de classe 01}$$

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode 03.

$$\text{Et : } \lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 * 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9 \text{ :Élancement Eulérien}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1256}{20.4} = 61.56 \quad \bar{\lambda}_y = \frac{61.56}{93.9} = 0.65$$

Courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 500/200 = 2.5 > 1.2 \\ t_f = 16 < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe du flambement } y-y \\ \rightarrow \text{courbe de flambement (a) } (\alpha = 0.21) \end{array} \right.$$

(Tableau (5- 5-1) Eurocode 03

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.21(0.65 - 0.2) + 0.65^2] = 0.75$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.75 + [0.75^2 - 0.65^2]^{0.5}} = 0.8895$$

✓ **Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z (hors du plan du portique) :**

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

Avec

$$\phi_y = 0.5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}; (\beta_w = 1) \text{ car la section est de classe 01}$$

$$\text{Et : } \lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \cdot 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9 \text{ :Élancement Eulérien}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{628}{4.31} = 145.70 \quad \bar{\lambda}_z = \frac{145.70}{93.9} = 1.55$$

Courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 500/200 = 2.5 > 1.2 \\ t_f = 16 < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe du flambement } z - z \end{array} \right.$$

courbe de flambement (**b**) ($\alpha = 0.34$)

(Tableau (5- 5-1) Eurocode 03

- $\phi_z = 0.5[1 + 0.34(1.55 - 0.2) + 1.55^2] = 1.93$

- $\chi_z = \frac{1}{1.93 + [1.93^2 - 1.55^2]^{0.5}} = 0.324$

✓ **Coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :**

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0.889; 0.324) = 0.324$$

➤ **Calcul les coefficients d'interaction k_{ij} :**

$$k_{yy} = \min \left[C_{my} \left(1 + [\bar{\lambda}_y - 0.2] \frac{N_{sd}}{\chi_y * N_{pl,Rd}} \right); C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{\chi_y * N_{pl,Rd}} \right) \right]$$

$$k_{zy} = 0.6k_{yy}$$

Avec :

C_{my} : est le facteur de moment équivalent pour tenir compte de la forme du diagramme du moment fléchissant

Charge uniformément répartie : $\rightarrow C_{my} = 0.95$

- $k_{yy} = \min \left[0.95 \left(1 + [0.65 - 0.2] \frac{5301.55}{0.88 \cdot 247818.18} \right); 0.95 \left(1 + 0.8 \frac{5301.55}{0.88 \cdot 247818.18} \right) \right]$
- $k_{yy} = \min[0.96; 0.96] = 0.96$
- $k_{zy} = 0.6k_{yy} = 0.6 \cdot 0.96 = 0.864$
- $N_{by,Rd} = \chi_y \cdot N_{pl,Rd} = 0.88 \cdot 247818.18 = 218079.998 \text{ daN}$
- $N_{bz,Rd} = \chi_z \cdot N_{pl,Rd} = 0.32 \cdot 247818.18 = 79301.817 \text{ daN}$

$$\mathbf{M}_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot \mathbf{M}_{ply,Rd} \text{ (Formule 5,48 de l'eurocode3)}$$

$\beta_w = 1$; Section de classe 01.

L'élancement réduit sera $\overline{\lambda}_{LT}$ sera déterminé par la formule suivante :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1$$

$$\diamond \lambda_1 = 0.93\varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\diamond \lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{628/4.31}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{628/4.31}{50/16} \right)^2 \right]^{0.25}} = 42.31$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{42.31}{93.9} = 0.45$$

- **Le choix des courbes de déversement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 500/200 = 2.5 > 2 \\ t_f = 16 < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe du flambement } y-y \quad \text{courbe de flambement (b)} (\alpha = 0.34) \end{array} \right.$$

(Tableau (5- 5-1) Eurocode 03

La valeur de χ_{LT} pour l'élancement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$ est déterminée à partir de la formule (5.4.9) de l'Eurocode3 :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \quad \text{Avec} \quad \chi_{LT} < 1$$

$$\text{Et : } \phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 [1 + 0.34(0.45 - 0.2) + 0.45^2] = 0.63$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.63 + [0.63^2 - 0.45^2]^{0.5}} = 0.93$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * M_{ply,Rd} = 0.93 * 46871.81 = 43590.783 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification au flambement (dans le plan y-y) avec risque de flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} + \frac{k_{yy} * M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{5301.55}{218079.998} + \frac{0.96 * 18703}{43590.78} = 0.43 \leq 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au déversement (hors du plan zz) avec risque de déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{zy} * M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{5301.55}{79301.817} + \frac{0.864 * 18703}{43590.783} = 0.26 \leq 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

6.3. Conclusion :

Le profilé laminé choisi (IPE500) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme Traverse du portique.

7. Vérification des poteaux (IPE550) :

Dans notre cas, on choisit un IPE 550 comme poteau de portique.

Bilan des efforts :

Sous la combinaison la plus défavorable donner par logiciel (1.35(Gt+Gb+Gp)+1.35(Qp+N)) on obtient les effort suivant

$$M_{y,sd} = 18703 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 5301.55 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = 4663.41 \text{ daN}$$

7.1. Résistance au flambement par rapport à l'axe fort yy (dans le plan du portique)

Remarque :

la longueur de flambement du poteau pour le flambement dans le plan du portique peut donc être prise comme étant égale à la longueur d'épure : $l_y = 7 \text{ m}$

Tableau VI.9. Caractéristique géométrique de l'IPE500

Poteaux IPE550							
G (daN/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm ²)	Avz (cm ²)	Iw (cm ⁶)
106	550	210	11.1	17.2	134	72.3	188400
Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	wply (cm ³)	wplz (cm ³)	iy (mm)	iz (mm)	Avy (cm ²)	It (cm ⁴)
67120	2668	2787	401	22.4	4.45	61.7	123

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{700}{22.4} = 31.25$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{31.25}{93.9} = 0.33$$

➤ Courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 550/210 = 2.61 > 1.2 \\ t_f = 17.2 < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe du flambement } y - y \end{array} \right.$$

→ courbe de flambement (**a**) ($\alpha = 0.21$)

- $\phi_y = 0.5[1 + 0.21(0.33 - 0.2) + 0.33^2] = 0.56$

- $\chi_y = \frac{1}{0.51 + [0.56^2 - 0.33^2]^{0.5}} = 1$

- $N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{134 \cdot 2350}{1.1} = 286272.72 \text{ daN.m}$

- $N_{by,Rd} = \chi_y * N_{pl,Rd} = 286272.72 \text{ daN}$

7.2. Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z (hors du plan du portique) :

$$l_z = 1.16 \text{ m (entraxe des lisses)}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{116.6}{4.45} = 26.20 \quad \overline{\lambda}_z = \frac{26.20}{93.9} = 0.27$$

Courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 550/210 = 2.61 > 1.2 \\ t_f = 20.2 < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe du flambement } z - z \end{array} \right.$$

courbe de flambement (**b**) ($\alpha = 0.34$)

- $\phi_z = 0.5[1 + 0.34(0.40 - 0.2) + 0.40^2] = 0.74$

- $\chi_z = \frac{1}{0.74 + [0.74^2 - 0.40^2]^{0.5}} = 0.73$

- $N_{bz,Rd} = \chi_z * N_{pl,Rd} = 0.73 * 180522.72 = 132486.41 \text{ daN}$

4.3. Calcul de la résistance au déversement :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \quad \text{Avec} \quad \chi_{LT} < 1$$

$$\text{Et : } \phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

où : α_{LT} le facteur d'imperfection pour le déversement

$$h/b = 550/210 = 2.61 > 1.2 ; \text{ courbe de flambement } b ; \alpha_{LT} = 0.49$$

Pour les sections laminées : $\beta_w = 1$; Section de classe 01.

L'élancement réduit sera $\bar{\lambda}_{LT}$ sera déterminé par la formule suivante :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} * (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1$$

$$\diamond \lambda_1 = 0.93\varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\diamond \lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$L = 116.6 \text{ cm}$: maintien latéraux (entraxe des lisses de bardage)

$$C_1 = 1.88 - 1.40\Psi + 0.52\Psi^2 \leq 2.7$$

$$\Psi = \frac{M_a}{M_b} \quad \text{avec} \quad -1.0 \leq \Psi \leq 1.0$$

$M_a < M_b$ Moments aux extrémités du tronçon le plus chargé .

$$M_b = 18703 \text{ daN.m} ;$$

$$M_a = M_{y,sd}(h = 7 \text{ m}) = \frac{18703 * 5.834}{7} = 15587.95 \text{ daN.m}$$

$$\Psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{15587.95}{18703} = 0.83$$

$$C_1 = 1.88 - 1.40 * 0.83 + 0.52 * 0.83^2 = 1.076 < 2.7$$

On prend $C_1 = 1.076$

$$\diamond \lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{116.6/4.45}{1.076^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{116.6/4.45}{55/1.72} \right)^2 \right]^{0.25}} = 25.05$$

$$\diamond \bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{25.05}{93.9} = 0.266$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 [1 + 0.49(0.226 - 0.2) + 0.226^2] = 0.551$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.551 + [0.551^2 - 0.226^2]^{0.5}} = 0.967$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2787 * 2350 * 10^{-2}}{1.1} = 59540.45 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * M_{pl,Rd} = 0.967 * 59540.45 = 57575.61 \text{ daN.m}$$

7.3. Calcul des coefficients d'interaction k_{ij} : (EC3 , table B1)

7.3.1. Interaction effort normal et moment fléchissant – flambement dans plan yy :

$$C_{my} = 0.6 + 0.4\Psi ; \Psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{19052} = 0.0$$

$$C_{my} = 0.6 + 0.4 * 0.0 = 0.6$$

$$k_{yy} = \min \left[0.6 \left(1 + [0.16 - 0.2] \frac{5301.55}{286272.72} \right) ; 0.6 \left(1 + 0.8 \frac{5301.55}{286272.72} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min(0.59 ; 0.60) = 0.59$$

$$\frac{5301.55}{286272.72} + \frac{0.59 * 18703}{57575.61} = 0.37 \leq 1.0 \dots \dots \dots \text{OK}$$

7.1.2. Interaction effort normal et moment fléchissant – flambement hors plan zz :

le flambement hors-plan du à l'interaction d'un effort normal et d'un moment fléchissant est vérifié si l'expression suivante est satisfaite :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{zy} * M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.266 < 0.4 , \text{ pas de risque de déversement donc } \chi_{LT} = 1$$

$$k_{zy} = 0.6k_{yy} = 0.6 * 0.59 = 0.35$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{zy} * M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} = \frac{5301.55}{132486.41} + \frac{0.35 * 18703}{57575.61} = 0.21 \leq 1 \dots \dots \dots \text{OK}$$

7.2. Conclusion

Le profilé laminé choisi (IPE550) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié a la sécurité et convient comme poteau du portique.

8. Etude numérique de portique

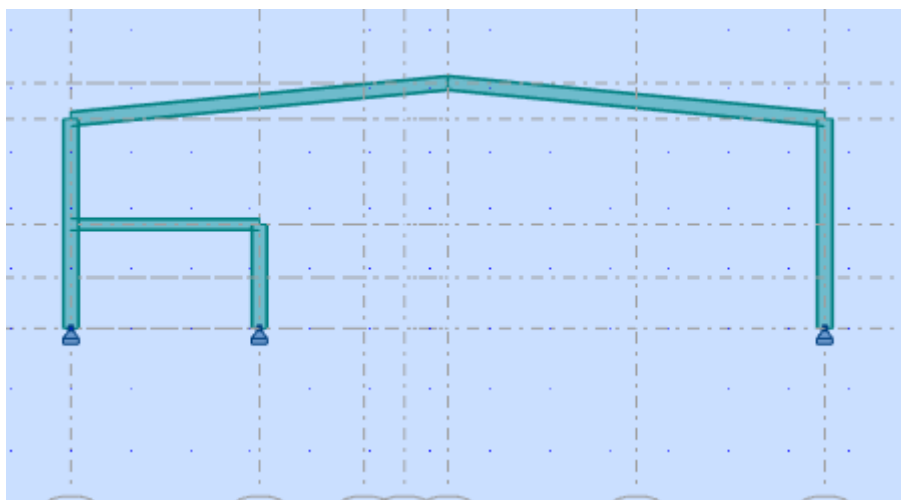


Figure VI.9. Vue de portique

8.1. Tableau des chargements

	Cas	Type de charge	Liste				
	1:PERM1	poids propre	1A7 12A27 3	Structure enti	-Z	Coef=1,00	MEMO:
	3:G TOITUTR	(EF) surfacique uniforme	434 508	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-20,137	global
	2:G PLANCHE	(EF) surfacique uniforme	516	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-454,250	global
	5:Q PLANCHE	(EF) surfacique uniforme	516	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-250,000	global
	9:NEIGE	(EF) surfacique uniforme	434 508	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-9,600	global
	6:V1	force nodale		FX=0,001	FY=0,0	FZ=0,0	CX=0,0
	6:V1	(EF) surfacique uniforme	509	PX=-26,325	PY=0,0	PZ=0,0	global
	6:V1	(EF) surfacique uniforme	513	PX=-21,930	PY=0,0	PZ=0,0	global
	6:V1	(EF) surfacique uniforme	434 508	PX=0,0	PY=0,0	PZ=36,210	global
	4:G COUVER	(EF) surfacique uniforme	509 513 514	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-36,210	global
*							

Figure VI.10. Tableau des chargements

8.2. Tableau des combinaisons

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
13 (C)	COMB1 travers	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+3)*1.35+(6+7+8)*1.50$
14 (C)	COMB2 travers	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+3+6+7+8+9)*1.35$
15 (C)	COMB3 travers	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+3)*1.35+9*1.50$
16 (C)	COMB4 travers	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+2)*1.00+(6+7+8)*1.50$
17 (C)	COMB5 travers	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+3+6+7+8)*1.00$
18 (C)	COMB6 travers	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+3+9)*1.00$
19 (C)	COMB7 travers	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+3+6+7+8+9)*1.00$
20 (C)	COMB8 poteau	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+2+3+4)*1.35+(6+7+8)*1.50$
21 (C)	COMB9 poteau	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+2+3+4+6+7+8+9)*1.35$
22 (C)	COMB10 poteau	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+2+3+4+5+9)*1.35$
23 (C)	COMB11 poteau	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+2+3+4+5+6+7+8)*1.35$
24 (C)	COMB12 poteau	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+2+3+4+5+6+7+8+9)*1.35$
25 (C) (CQC)	COMB13 traver	Combinaison lin	ACC	permanente	$(1+11+3)*1.00$
26 (C) (CQC)	COMB14 traver	Combinaison lin	ACC	permanente	$(1+3+12)*1.00$
27 (C)	COMB15 poteau	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+3+4+6+7+8)*1.00$
28 (C)	COMB16 poteau	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+3+4+6+7+8+9)*1.00$
29 (C)	COMB17 poteau	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+3+4+5+9)*1.00$
30 (C)	COMB18 poteau	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+3+4+5+6+7+8)*1.00$
31 (C)	COMB19 poteau	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+3+4+5+6+7+8+9)*1.00$
32 (C) (CQC)	COMB20 poteau	Combinaison lin	ACC	permanente	$(1+2+3+4+5+11)*1.00$
33 (C) (CQC)	COMB21 poteau	Combinaison lin	ACC	permanente	$(1+2+3+4+5+12)*1.00$
34 (C) (CQC)	COMB22 poteau	Combinaison lin	ACC	permanente	$(1+2+3+4+5)*1.00+11*1.20$
35 (C) (CQC)	COMB23 poteau	Combinaison lin	ACC	permanente	$(1+2+3+4+5)*1.00+12*1.20$
36 (C) (CQC)	COMB24 poteau	Combinaison lin	ACC	permanente	$(1+2+3+4)*0.80+11*1.00$
37 (C) (CQC)	COMB25 poteau	Combinaison lin	ACC	permanente	$12*1.00+(1+2+3+4)*0.80$
38 (C) (CQC)	COMB26 poteau	Combinaison lin	ACC	permanente	$11*1.00+(1+2+3+4)*0.80$
39 (C) (CQC)	COMB27 poteau a	Combinaison lin	ACC	permanente	$(1+2+3+4)*0.80+12*1.00$

Figure VI.11. Tableau des combinaisons

8.3. Diagrammes des moments fléchissant M_y

- Diagramme de moment fléchissant de la traverse M_y

Selon la combinaison plus défavorables $1.35G_t+1.5N$

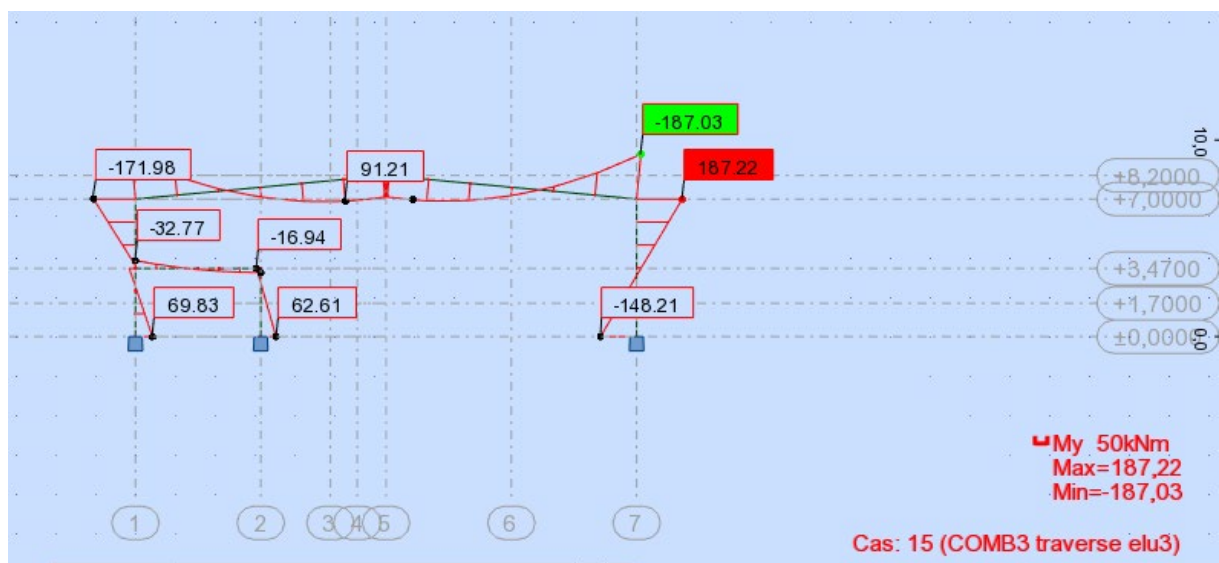


Figure VI.12. Diagramme des moments max sur la traverse

- Diagramme de moment fléchissant de poteau M_y

Selon la combinaison plus défavorables $1.35(G_p + G_b + G_p) + 1.35 N + 1.35 Q_p$

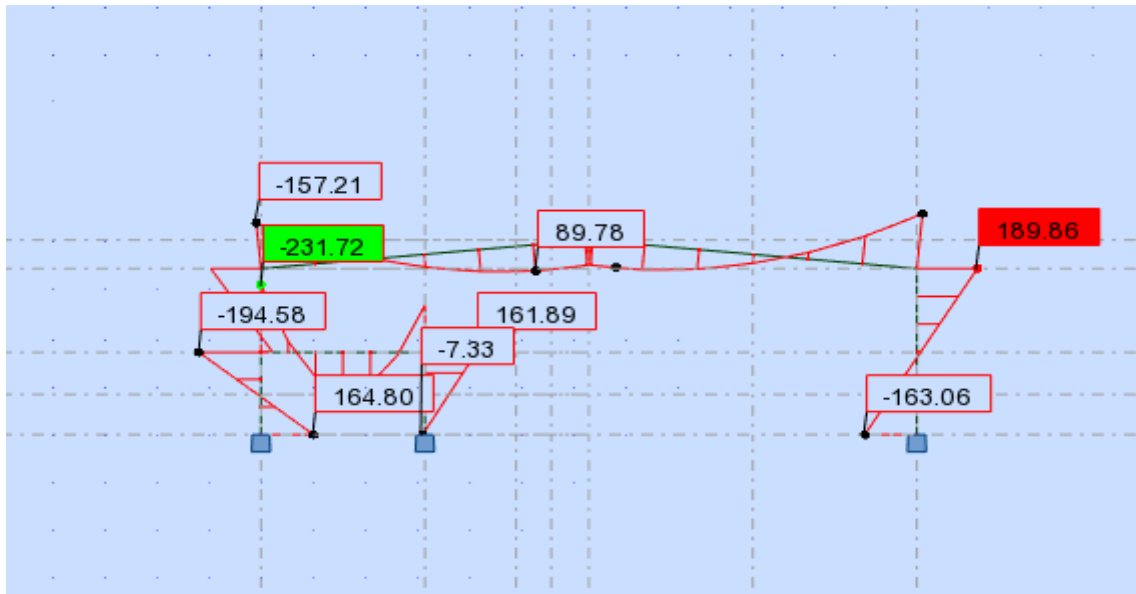


Figure VI.13. Diagramme des moments max sur le poteau

8.4. Note de calcul de Poteau

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 13 poteau_13

POINT: 6

COORDONNEE: $x = 0.47 L = 3.3037 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 22 COMB10 poteau elu3 (1+2+3+4+5+9)*1.35

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 550poteaux

$h = 55.00 \text{ cm}$

$gM0 = 1.10$

$gM1 = 1.10$

$b = 21.00 \text{ cm}$

$A_y = 82.52 \text{ cm}^2$

$A_z = 72.35 \text{ cm}^2$

$A_x = 134.42 \text{ cm}^2$

$tw = 1.11 \text{ cm}$

$I_y = 67116.50 \text{ cm}^4$

$I_z = 2667.58 \text{ cm}^4$

$I_x = 123.80 \text{ cm}^4$

$tf = 1.72 \text{ cm}$

$W_{ply} = 2787.01 \text{ cm}^3$

$W_{plz} = 400.54 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 6487.587 \text{ daN}$

$M_{y,Ed} = 3.04 \text{ kN*m}$

$M_{z,Ed} = 0.01 \text{ kN*m}$

$V_{y,Ed} = -2.353 \text{ daN}$

$N_{c,Rd} = 287170.000 \text{ daN}$

$M_{y,Ed,max} = 189.86 \text{ kN*m}$

$M_{z,Ed,max} = 0.47 \text{ kN*m}$

$V_{y,T,Rd} = 101696.267 \text{ daN}$

$N_{b,Rd} = 278416.025 \text{ daN}$ $M_{y,c,Rd} = 595.41 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,c,Rd} = 85.57 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,Ed} = 5031.671 \text{ daN}$
 $MN_{y,Rd} = 595.41 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $MN_{z,Rd} = 85.57 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,T,Rd} = 89186.390 \text{ daN}$
 $Mb,Rd = 595.41 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $Tt,Ed = 0.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$ $M_{cr} = 28971.40 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Courbe,LT - $XLT = 1.00$
 $L_{cr,upp} = 1.1660 \text{ m}$ $Lam_{LT} = 0.15$ $f_{i,LT} = 0.49$ $XLT_{mod} = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 7.0000 \text{ m}$ $Lam_y = 0.33$
 $L_{cr,y} = 7.0000 \text{ m}$ $X_y = 0.97$
 $Lam_y = 31.33$ $k_{yy} = 1.00$



en z:

$L_z = 1.1660 \text{ m}$ $Lam_z = 0.28$
 $L_{cr,z} = 1.1660 \text{ m}$ $X_z = 0.97$
 $Lam_z = 26.17$ $k_{yz} = 0.68$

flambement par torsion:

Courbe,T=b $\alpha_{T,b} = 0.34$
 $L_t = 1.1660 \text{ m}$ $f_{i,T} = 0.53$
 $N_{cr,T} = 5751847.185 \text{ daN}$ $X_{T,b} = 0.99$
 $Lam_T = 0.33$ $Nb,T,Rd = 283667.168 \text{ daN}$

flambement en flexion-torsion

Courbe,TF=b $\alpha_{TF,b} = 0.34$
 $N_{cr,y} = 2838914.159 \text{ daN}$ $f_{i,TF} = 0.53$
 $N_{cr,TF} = 5751847.185 \text{ daN}$ $X_{TF,b} = 0.99$
 $Lam_{TF} = 0.23$ $Nb,TF,Rd = 283667.168 \text{ daN}$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.06 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y,Ed} = 31.33 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z,Ed} = 26.17 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/\min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.02 < 1.00$ (6.3.1)
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.32 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.34 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.19 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$u_y = 0.00 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 3.50 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 29 COMB17 poteau els3 (1+2+3+4+5+9)*1.00
 $u_z = 0.10 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 3.50 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 29 COMB17 poteau els3 (1+2+3+4+5+9)*1.00
 $u_{inst,y} = 0.00 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/200.00 = 3.50 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 1*5 + 1*9
 $u_{inst,z} = 0.08 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/200.00 = 3.50 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 1*5 + 1*6 + 1*7 + 1*8



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$v_x = 0.59 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 4.67 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 29 COMB17 poteau els3 (1+2+3+4+5+9)*1.00
 $v_y = 0.02 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 4.67 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 30 COMB18 poteau els4 (1+2+3+4+5+6+7+8)*1.00

Profil correct !!!

8.5. Note de calcul de la traverse

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 21 21

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.0000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 15 COMB3 traverse elu3 (1+3)*1.35+9*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 500 t2

h=50.00 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=20.00 cm	Ay=72.07 cm ²	Az=59.87 cm ²	Ax=115.52 cm ²
tw=1.02 cm	Iy=48198.50 cm ⁴	Iz=2141.69 cm ⁴	Ix=89.66 cm ⁴
tf=1.60 cm	Wply=2194.12 cm ³	Wplz=335.88 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 5301.556 daN	My _{Ed} = -187.03 kN*m	Mz _{Ed} = -0.39 kN*m	Vy _{Ed} = -29.236 daN
N _{c,Rd} = 246792.727 daN	My _{Ed,max} = -187.03 kN*m		Mz _{Ed,max} = 1.19 kN*m
	Vy _{T,Rd} = 88860.531 daN		
Nb _{Rd} = 213678.089 daN	My _{c,Rd} = 468.74 kN*m	Mz _{c,Rd} = 71.76 kN*m	Vz _{Ed} = 4663.411 daN
	MN _{y,Rd} = 468.74 kN*m	MN _{z,Rd} = 71.76 kN*m	Vz _{T,Rd} = 73831.876 daN
	Mb _{Rd} = 453.35 kN*m		Tt _{Ed} = 0.01 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	Mcr = 6061.91 kN*m	Courbe,LT - b	XLT = 0.97
Lcr,low = 2.1000 m	Lam_LT = 0.29	fi,LT = 0.56	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 12.6570 m	Lam_y = 0.66
Lcr,y = 12.6570 m	Xy = 0.87
Lamy = 61.96	ky = 1.03



en z:

Lz = 2.1000 m	Lam_z = 0.52
Lcr,z = 2.1000 m	Xz = 0.88
Lamz = 48.77	kyz = 0.75

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{b,y} = 61.96 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \lambda_{b,z} = 48.77 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.41 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.46 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.27 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.03 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 6.33 \text{ cm}$$

Vérifié

$$\text{Cas de charge décisif: } 18 \text{ COMB6 traverse els 2 (1+3+9)*1.00}$$

$$u_z = 0.44 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 6.33 \text{ cm}$$

Vérifié

$$\text{Cas de charge décisif: } 18 \text{ COMB6 traverse els 2 (1+3+9)*1.00}$$

$$u_{\text{inst},y} = 0.01 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = L/200.00 = 6.33 \text{ cm}$$

Vérifié

$$\text{Cas de charge décisif: } 1*6 + 1*7 + 1*8 + 1*9$$

$$u_{\text{inst},z} = 0.20 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/200.00 = 6.33 \text{ cm}$$

Vérifié

$$\text{Cas de charge décisif: } 1*6 + 1*7 + 1*8 + 1*9$$



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

8.6. Conclusion

IPE 500 convient comme une traverse de portique

IPE550 convient comme un poteau de portique

CHAPITRE VII

ETUDE DES ESCALIERS

1. Introduction :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

Notre structure contient un plancher, ou des bureaux et des sanitaires sont installés, et pour y'accéder on prévoit un escalier compris entre deux paliers successifs.

2. Définition des éléments constituant les escaliers :

Cage d'escalier : Pièce dans laquelle se trouve l'escalier.

Palier : Est un espace plat et spacieux qui marque un étage après une série des marches, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.

Giron : Est une largeur d'une marche d'escalier mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

Volée : Est une partie droite ou courbé d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

Limon : Est un élément incliné supportant les marches, pour les limons on emploie des profils ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profile en U sur l'âme verticale, situé sur le "côté" de l'escalier, parallèle au mur.

Marche : Est la partie sur laquelle on pose les pieds. Elle est parallèle au sol.

Contremarche : Est la partie verticale de la marche

3. Choix des dimensions :

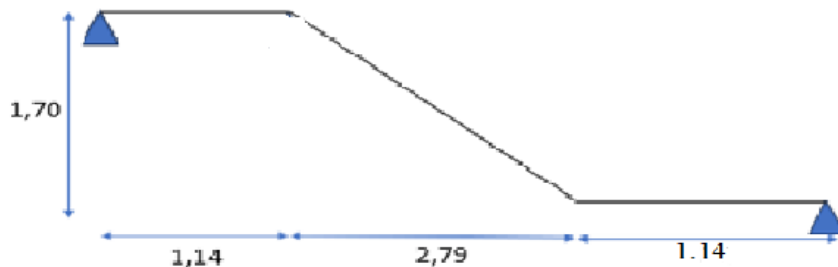


Figure VII.1. Les dimensions des escaliers

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL : $59cm \leq g + 2h \leq 66cm$

h : Hauteur de la contre marche.

g : Giron.

n : nombre de contre marche

m : le nombre des marches

$$n = \frac{H'}{h} = \frac{170}{17} = 10 \text{ contre marche}$$

$$m = n-1 = 10-1 = 9 \text{ marche}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{279}{9} = 31 \text{ cm}$$

$$28 \text{ cm} < g = 31 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$$

3.1. Vérification de blondel

$$59 \text{ cm} < g+2h < 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} < 31+2*17 < 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} < 65 \text{ cm} < 66 \text{ cm}$$

La longueur de la ligne de foulée :

$$L = g \times (n-1) = 31 \times (10-1) = 279 \text{ cm}$$

Inclinaison du limon :

$$\tan \alpha = \frac{1.7}{2.79} = 31.35^\circ$$

la longueur du limon :

$$L_{\text{lim}} = \frac{2}{\sin 31.35} = 3.84 \text{ m}$$

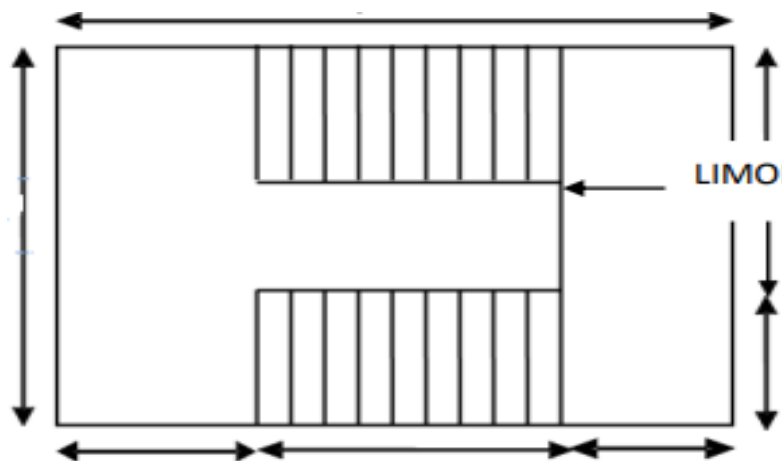


Figure VII.2. Disposition et dimension des éléments des escaliers

3.2. Dimensionnement de la cornière (support) :

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des cornières jumelées soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attaches, ces derniers sont boulonnés avec le limon

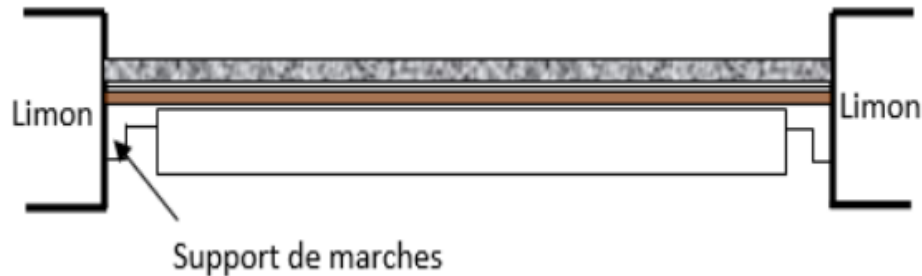


Figure VII.3. disposition des cornières.

La longueur de la marche $L = 1,3$ m

La largeur de la marche $l = G = 0,31$ m

Les cornières sont en acier S235 :

$f_y = 23.5 \text{ daN/mm}^2$ (la limite élasticité d'acier).

$E = 21000 \text{ daN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier)

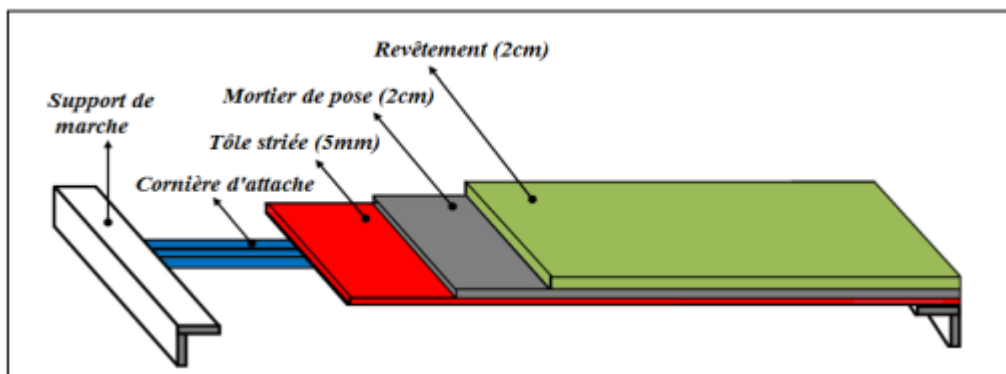


Figure VII.4. Charge appliqué sur la cornière

4. Détermination de la section de cornière :

4.1. Evaluation des charges :

a) Les charges permanentes : (Sans poids de profile)

-Tôle striée (5mm) $G_1 = 40 \text{ daN/m}^2$

- Mortier de ciment (2cm) $G_2 = 40 \text{ daN/m}^2$

- Revêtement (2cm) $G_3 = 40 \text{ daN/m}^2$

$G = (G_1 + G_2 + G_3) * d = (40 + 40 + 40) * 0.31 = 37.2 \text{ daN/m}$

b) Les charges d'exploitations :

Pour la charge d'exploitation des escaliers $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

$$Q = 250 * 0.31 = 77.5 \text{ daN/m}$$

4.2. Les combinaisons des charges : (ELS)

$$q = G + Q = 37.2 + 77.5 = 114.7 \text{ daN/m}$$

4.2.1. Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{q * l^4}{E * I_y} < f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 * q * l^3 * 300}{384 * E} = \frac{5 * 114.7 * 130^3 * 300 * 10^{-2}}{384 * 2100000} = 4.68 \text{ m}^4$$

La cornière qui correspond est : L 45 x 45 x 4

Les caractéristiques sont :

Tableau VII.1. Caractéristique et dimension de L 45 x 45 x 4

$h = b \text{ (mm)}$	$t \text{ (mm)}$	$r_1 \text{ (mm)}$	$r_2 \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$
45	4	7	3.5	1.23
$A \text{ (cm}^2 \text{)}$	$G \text{ (daN/m)}$	$I_y = I_z \text{ (cm}^4 \text{)}$	$W_{el,y} = W_{el,z} \text{ (cm}^3 \text{)}$	$i_y = i_z \text{ (cm)}$
3.49	2.74	6.63	1.97	1.36

Donc la charge permanente G devient (on inclue le poids de la cornière)

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) * d * G = (40 + 40 + 40) * 0.31 + 2.74 = 39.94 \text{ daN/m}$$

$$G = 39.94 \text{ daN/m}$$

4.3. Les combinaisons des charges :

ELS :

$$q = G + Q = 39.94 + 77.5 = 117.44 \text{ daN/m}$$

ELU :

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 39.94 + 1.5 * 77.5 = 170.20 \text{ daN/m}$$

4.4. Vérification à la flèche :

La condition se fait à l'ELS : $f_{max} < f_{adm}$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q * l^4}{E * I_y} = \frac{5 * 117.44 * 1300^4}{384 * 21000 * 6.63 * 10^7} = 3.13 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 4.08 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{1300}{300} = 4.33 \text{ mm} \quad \text{vérifiée}$$

4.5. Vérification de l'effort tranchant (cisaillement):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q * L}{2} = \frac{170.20 * 1.3}{2} = 110.63 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A(f_y)}{\gamma_{M0}\sqrt{3}} = \frac{3.49 * 2350}{1.1 * \sqrt{3}} = 4304.67 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 110.63 \text{ daN} < V_{pl,Rd} = 4304.67$$

4.6. Vérification du moment fléchissant (résistance) :

La condition a vérifiée : $M_{sd} \leq M_{c,Rd}$

$$M_{sd} = \frac{q * l^2}{8} = \frac{170.20 * 1.3^2}{8} = 35.95 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,y} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1.97 * 10^{-6} * 23.5 * 10^6}{1.1} = 42.08 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 35.95 \text{ daN.m} \leq M_{c,Rd} = 42.08 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

4.7. Conclusion :

La cornière L 45 x 45 x 4 convient comme cornière d'attache

5. Dimensionnement de limon :

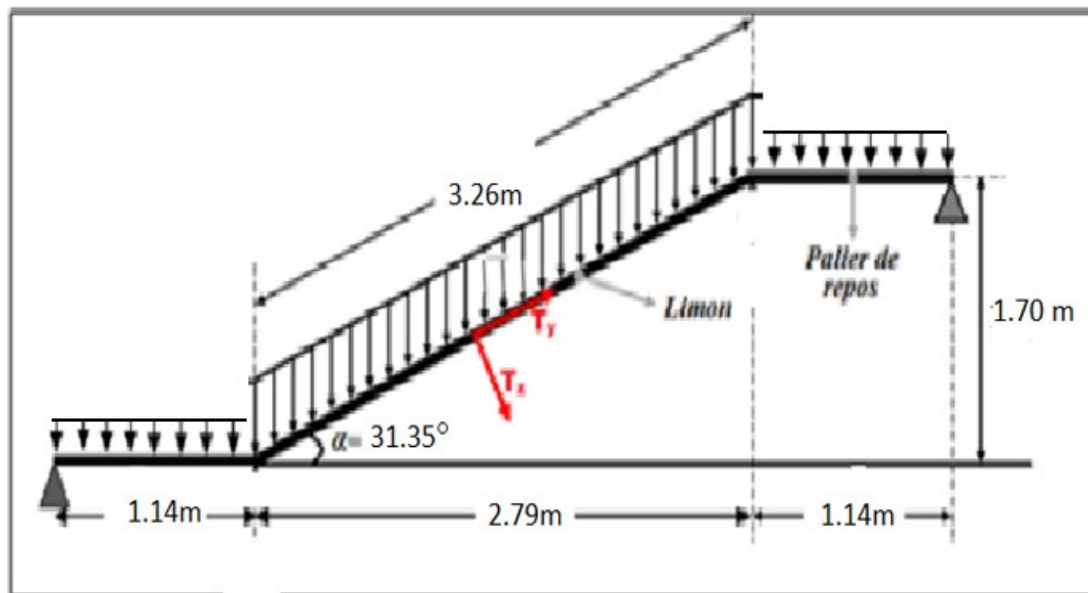


Figure VII.5. Distribution des charges sur un limon.

5.1. Evaluation des charges :

A) Sur la volée :

A1) Les charges permanentes :

_ Tôle striée $e_p = 5\text{mm}$	$\rightarrow G1 = 40\text{daN/m}^2$
_ Mortier de pose	$\rightarrow G2 = 40\text{daN/m}^2$
_ Revêtement de carrelage	$\rightarrow G3 = 40\text{daN/m}^2$
_ Cornier de support $\gamma 45 \times 45 \times 4$	$\rightarrow G4 = 2.74 \text{ daN/m}$
_ Garde de corps	$\rightarrow G5 = 100 \text{ daN/m}^2$

$$G = (G1 + G2 + G3) * d + P_c + P_g = (40 + 40 + 40) \times 1.3 + 2.74 + 100 = \mathbf{258.74 \text{ daN/m}}$$

$$\text{La charge totale pour 1 Limon: } G = \frac{G_T}{2} = \frac{258.74}{2} = \mathbf{129.37 \text{ daN/m}}$$

B) Sur le palier :

B1) Les charges permanentes :

_ Tôle striée $e_p = 7 \text{ mm}$	$\rightarrow G1 = 58.5 \text{ daN/m}^2$
_ Mortier de pose	$\rightarrow G2 = 40\text{daN/m}^2$
_ Revêtement de carrelage	$\rightarrow G3 = 40\text{daN/m}^2$
_ Dalle en béton (8 cm)	$\rightarrow G4 = 200\text{daN/m}^2$

$$\text{La charge totale : } G = (G1 + G2 + G3 + G4) * d = (58.5 + 40 + 40 + 200) * 2.8$$

$$\mathbf{G = 947.8 \text{ daN/m}}$$

$$\text{La charge total pour 1 limon : } G_T = \frac{G}{2} = 473.9 \text{ daN/m}$$

B) Charge d'exploitation :

$$P = 250\text{daN/m}^2$$

$$Q = P.d = 250. \frac{2.8}{2} = 350 \text{ daN/m}$$

5.2. Calcul de la charge équivalente :

On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

5.2.1. Charges permanentes :

$$G_{eq} = \frac{258.74(1.3 + 1.3) + (473.9 * 2.79)}{5.54} = 350.18\text{daN/m}$$

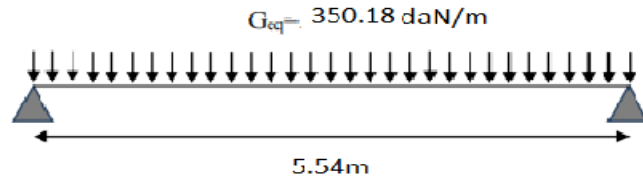


Figure VII.6. Charge équivalente(G)

5.2.2. Charge d'exploitation

$$Q_{eq} = 250 * \frac{1.3}{2} = 162.5 \text{ daN/m}$$

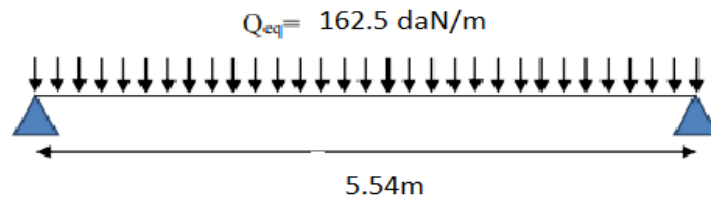


Figure VII.7. charge équivalente (Q)

À l'ELU :

$$1.35G + 1.5Q = 1.35 * 350.18 + 1.5 * 162.5 = 716.49 \text{ daN/m}$$

À l'ELS :

$$G + Q = 350.18 + 162.5 = 512.68 \text{ daN/m}$$

5.3. Vérification de la flèche :(ELS)

$$f_y = \frac{5 * q * l^4}{384EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 * 5.12 * 5.54^3 * 300}{384 * 2.1 * 10^6} = 1619.34 \text{ cm}^4$$

On opte un UPN 220

Tableau VII.2. Dimension et caractéristique de l'UPN 220

h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	d (mm)	A (cm ²)	G (daN /m)	I_y (cm ⁴)
220	20	9	12.5	167	37.4	29.4	2690
$W_{el,y}$ (cm ³)	i_y (cm)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	I_z (cm ⁴)	$W_{el,z}$ (cm ³)	i_z (cm)	$W_{pl,z}$ (cm ³)	
245	8.48	292	114	33.6	2.30	64.1	

5.4. Vérification à la résistance : (ELU)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{716.49 * 5.54^2}{8} = 2748.77 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{292 * 10^{-2} * 2350}{1.1} = 6238.18 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2748.77 \leq M_{ply,Rd} = 6238.18 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

5.5. Vérification à l'effort tranchant :

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

$$V_{sd} = \frac{q_u * l}{2} = \frac{716.49 * 5.54}{2} = 1984.67 \text{ daN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} * f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{16.8 * 2350}{1.1 \sqrt{3}} = 20721.62 \text{ daN}$$

Avec : $A_{vy} = A - A_{vz} = 37.4 - 20.6 = 16.8 \text{ cm}^2$

$$V_{sd} = 1984.67 \text{ daN} \leq V_{ply,Rd} = 20721.62 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

5.6. Vérification à la compression :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$N_{sd} < N_{plrd}$$

$$N_{sd} = q_u * l = 716.49 * 5.54 = 3969.35 \text{ daN}$$

$$N_{plrd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{37.4 * 2350}{1.1} = 79900 \text{ daN}$$

$$N_{sd} < N_{plrd} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Remarque :

Selon l'EUROCODE -3- il faut vérifier le limon sous la condition d'un élément comprimé et fléchi (flexion composée), la formule suivante doit être vérifiée pour la sécurité :

$$\frac{N_{sd}}{N_{plrd}} + \frac{M_{sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1.0 \quad \frac{3969.35}{79900} + \frac{2748.77}{6238.18} = 0.49 \leq 1.0$$

Donc : la condition est vérifiée, le limon en UPN 180 est vérifié a la sécurité.

6. Etude de la poutre palière des limons :

6.1. Evaluation de charges :

6.1.1. Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière « R »

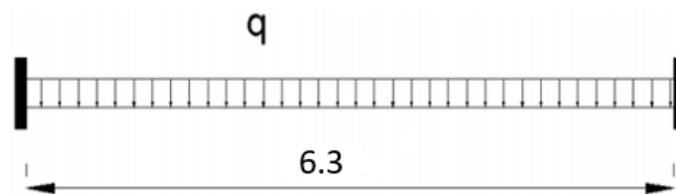


Figure VII.8. Schéma statique de la poutre palière

La réaction du limon sur la poutre palière est donnée par la formule suivante :

➤ **ELU :**

$$R = (1,35G_{eq} + 1,5Q_{eq}) \times L/2$$

$$R = (1,35 * 350.18 + 1,5 * 162.5) * \frac{5.54}{2} = 1984.68 daN$$

➤ **ELS:**

$$R = (G_{eq} + Q_{eq}) \times L/2$$

$$R = (350.18 + 162.5) \times \frac{5.54}{2} = 1420.12 daN$$

6.1.2. Charge équivalente :

$$ELS : \frac{4 \cdot R}{4} + \text{Garde corps} = 1420.12 + 100 = 1520.12 daN/ml$$

$$ELU : \frac{4 \cdot R}{4} + 1.35 \text{ Garde corps} = 1984.68 + 1.35 * 100 = 2119.68 daN/ml$$

6.2. Condition de la flèche

Pour une poutre bi articulée : La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_y = \frac{5 * q * l^4}{384EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

Avec :

q : la charge non pondérée

$$q = 1520.12 \text{ daN/m}$$

Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$

$$L = 6.3 \text{ m} = 630 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 * 15.20 * 630^3 * 300}{384 * 2.1 * 10^6} = 7069.78 \text{ cm}^4$$

On opte un IPE300

Tableau VII.3. Dimension et caractéristique de l'IPE300

$h \text{ (mm)}$	$b \text{ (mm)}$	$t_w \text{ (mm)}$	$t_f \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$G \text{ (daN/m)}$	$I_y \text{ (cm}^4\text{)}$
300	150	7.1	10.7	248.6	53.8	42.2	8356
$W_{el,y} \text{ (cm}^3\text{)}$	$i_y \text{ (cm)}$	$W_{pl,y} \text{ (cm}^3\text{)}$	$I_z \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_{el,z} \text{ (cm}^3\text{)}$	$i_z \text{ (cm)}$	$W_{pl,z} \text{ (cm}^3\text{)}$	
557	12.5	628	604	80.5	3.35	125	

6.3. La classe de la section

Semelle comprimée :

$$C = \frac{(b/2)}{t_f} = 7 \text{ mm}$$

$7 < 9\epsilon \rightarrow$ La semelle est de classe 1

Ame fléchi :

$$d/t_w = 248.6/7.1 = 35.01 < 72\epsilon \rightarrow \text{L'âme est de classe 1}$$

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

6.4. Vérification du moment fléchissant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{2119.68 * 5.54^2}{8} = 8132.04 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{628 * 10^{-2} * 2350}{1.1} = 13416.36 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 8132.04 \text{ daN.m} \leq M_{ply,Rd} = 13416.36 \text{ daN.m} \quad \text{vérifiée}$$

6.5. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q_u * l}{2} = \frac{2119.68 * 5.54}{2} = 5871.51 \text{ daN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} * f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{28.1 * 2350}{1.1 \sqrt{3}} = 34659.33 \text{ daN}$$

Donc :

$$V_{sd} = 5871.51 \text{ daN} \leq V_{ply,Rd} = 34659.33 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

6.6. Vérification a la flèche :

Pour une poutre bi articulée : La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_y = \frac{5 * q * l^4}{384 E I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$f_y = \frac{5 * q * l^4}{384 E I_y} = \frac{5 * 15.20 * 630^4}{384 * 210000 * 8356} = 1.76$$

$$f_y \leq f_{adm} = \frac{630}{300} = 2.1$$

6.7. Conclusion

IPE300 convient pour la poutre palière.

7. Calcul de palier de repos :

Nous avons prévu pour le palier de repos une tôle striée d'épaisseur 05 mm qui est soudée sur ces quatre cotés avec les poutres porteuses du palier de dimensions (2.8 x1.14) m.

7.1. Evaluation des charges :

a) Charges permanentes :

Tôle striée ep = 5mm

$$\rightarrow G1 = 40 \text{ daN/m}^2$$

Mortier de pose

$$\rightarrow G2 = 40 \text{ daN/m}^2$$

Revêtement de carrelage

$$\rightarrow G3 = 40 \text{ daN/m}^2$$

$$G = (G1+G2+G3) = (40+40+40)$$

$$G = 120 \text{ daN/m}^2$$

b) Charges d'exploitations :

$$Q = 250 \text{ daN/m}^2$$

7.2. Combinaison des charges :

A l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot 120 + 1.5 \cdot 250 = 537 \text{ daN/m}^2$

A l'ELS : $q_s = G + Q = 120 + 250 = 370 \text{ daN/m}^2$

7.3. Vérification de la flèche :

Selon aide-mémoire -R.D.M, on a pour une plaque rectangulaire uniformément chargée, encastrée sur les quatre coté : $e = 0.005\text{m}$, $a = 1.14\text{m}$ et $b = 2.8\text{m} \rightarrow (b/a) = 2.45$ m

Supposant que le centre du repère (o ; x ; y) est confondu avec le centre de gravité de la plaque, la flèche max a ($x=0$, $y=0$)

$$f_Y = \frac{0.0277 \cdot q \cdot a^4}{E \cdot e^3} = \frac{0.0277 \cdot 370 \cdot 10^{-6} \cdot (1.14 \cdot 10^3)^4}{21000 \cdot 5^3} = 6.59\text{mm}$$

$$f_Y = 6.59\text{mm} > f_{ad} = \frac{a}{300} = \frac{1140}{300} = 3.8\text{mm} \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$f_Y = \frac{0.0277 \cdot q_s \cdot a^4}{E \cdot e^3} = \frac{0.0277 \cdot 370 \cdot 10^{-6} \cdot (0.57 \cdot 10^3)^4}{21000 \cdot 5^3} = 0.41\text{mm}$$

$$f_Y = 0.41\text{mm} < f_{ad} = \frac{a}{300} = \frac{570}{300} = 1.9\text{mm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

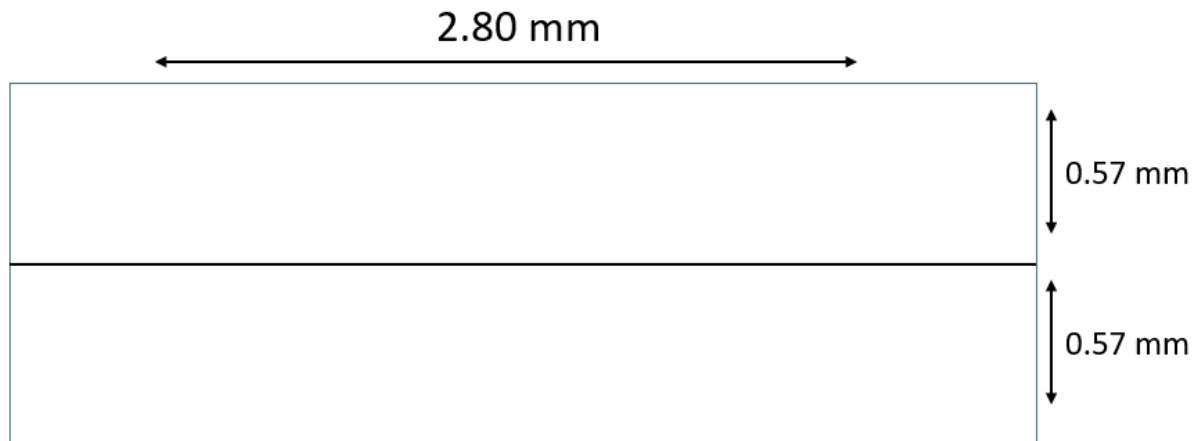


Figure VII.9. Elément constructifs du palier de repos

$$f_Z = \frac{0.0277 \cdot q_s \cdot b^4}{E \cdot e^3} = \frac{0.0277 \cdot 370 \cdot 10^{-6} \cdot (2.8 \cdot 10^3)^4}{21000 \cdot 5^3} = 239.985\text{mm}$$

$$f_Z = 239.985\text{mm} > f_{ad} = \frac{b}{300} = \frac{280}{300} = 0.93\text{mm} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$f_Z = \frac{0.0277 \cdot q_s \cdot b^4}{E \cdot e^3} = \frac{0.0277 \cdot 370 \cdot 10^{-6} \cdot (1.4 \cdot 10^3)^4}{21000 \cdot 5^3} = 14.99\text{mm}$$

$$f_Z = 14.99\text{mm} > f_{ad} = \frac{b}{300} = \frac{1400}{300} = 4.66\text{mm} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$f_z = \frac{0.0277 \cdot q_s \cdot b^4}{E \cdot e^3} = \frac{0.0277 \cdot 388.5 \cdot 10^{-6} \cdot (0.93 \cdot 10^3)^4}{21000 \cdot 5^3} = 2.92 \text{ mm}$$

$$f_z = 2.92 \text{ mm} < f_{ad} = \frac{a}{300} = \frac{930}{300} = 3.1 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

7.4.1. Vérification des poutres de milieu :

a) Evaluation des charges :

$$G_m = 1.25 \cdot G = 1.25 \cdot 120 = 150 \text{ daN/m}^2$$

$$Q_m = 1.25 \cdot Q = 1.25 \cdot 250 = 312.5 \text{ daN/m}^2$$

7.4.2. Combinaison des charges :

$$G + Q = 370 \text{ daN/m}^2 \rightarrow n = 370 \cdot 0.93 = 344.1 \text{ daN/m}$$

7.4.3. Condition de la flèche :

$$F_Y = \frac{5}{384} \cdot \frac{n \cdot a^4}{E \cdot I_y} \leq F_{ad} = \frac{a}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \cdot \frac{300 \cdot n \cdot a^3}{E}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \cdot \frac{300 \cdot 344.1 \cdot 10^{-3} \cdot 570^3}{21000}$$

$$I_y \geq 1.1853 \text{ cm}^4 \rightarrow \text{On adopte pour la poutre à un } \mathbf{IPE\ 80}$$

Tableau VII.4. Dimension et caractéristique de l'IPE80

panne IPE80							
G (daN/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm²)	Avz (cm²)	Iw (cm⁶)
6	80	46	3.8	5.2	7.64	3.58	120
Iy (cm⁴)	Iz (cm⁴)	wply (cm³)	wplz (cm³)	iy (mm)	iz (mm)	Avy (cm²)	It (cm⁴)
80.1	8.49	23.2	5.8	3.24	1.05	4.06	0.70

a) Evaluation des charges avec IPE 80

$$G_m = 1.25 \cdot G + G_p = 1.25 \cdot 120 \cdot 0.93 + 6 = 145.5 \text{ daN/m}$$

$$Q_m = 1.25 \cdot Q = 1.25 \cdot 250 \cdot 0.93 = 290.625 \text{ daN/m}$$

b) Combinaison des charges :

A l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot 145.5 + 1.5 \cdot 290.625 = 632.36 \text{ daN/m}$$

A l'ELS :

$$q_s = G + Q = 145.5 + 290.625 = 436.125 \text{ daN/m}$$

c) Vérification de la flèche :

Condition à vérifier $f_Y \leq f_{ad}$:

$$f_Y \leq f_{ad}$$

$$f_Y = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} < f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$f_Y = \frac{5 \cdot 436.125 \cdot 10^{-2} \cdot 57^4}{384 \cdot 2100000 \cdot 80.1} = 0.035 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{57}{300} = 0.19 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d) Vérification à la résistance :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{23.2 \cdot 23.5}{1.1} = 495.63 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_U \cdot l^2}{8} = \frac{632.36 \cdot 0.57^2}{8} = 25.68 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 25.68 \text{ daN.m} \leq M_{pl.Rd} = 495.63 \text{ daN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

7.5. Conclusion

IPE80 convient comme poutre milieu de palier de repos

CHAPITRE VIII
ETUDE DE
CONTREVENTEMENT

1. Introduction

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

2. Evaluation des efforts horizontaux

$$F_1 = \left(V * \frac{h_1}{2} * \frac{b}{12} \right)$$

$$F_2 = \left(V * \frac{h_2}{2} * \frac{b}{6} \right)$$

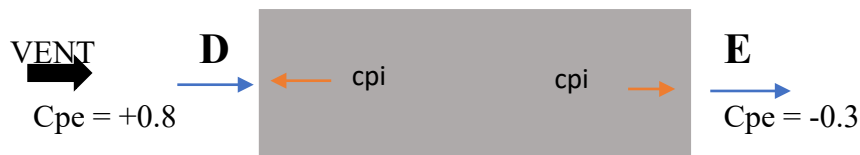
$$F_3 = \left(V * \frac{h_3}{2} * \frac{b}{6} \right)$$

$$F_4 = \left(V * \frac{h_4}{2} * \frac{b}{6} \right)$$

Avec : h_i : Hauteur de chaque poteau.

Comme on l'a vu dans l'étude au vent (chapitre2) :

La valeur de C_{pi} et C_{pe} est donnée ci-dessous :



Le coefficient de réduction :

$$\sum(C_{pe} - C_{pi}) = (C_{peD} - C_{pi}) + (C_{peE} - C_{pi}) = 0.8 + 0.3 = 1.1$$

$$\text{La pression dynamique : } p = q_{réf} * c_{ex} = 37.5 * 1.170 = 43.8785 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{La pression du vent : } q = W(z) = q_p(z) \sum(C_{pe} - C_{pi}) = 43.875 * 1.1 = 48.262 \text{ daN/m}^2$$

3.2. Évaluation des efforts horizontaux :

$$F_1 = \left(48.26 * \frac{7}{2} * \frac{25.2}{12} \right) = 354.711 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left(48.26 * \frac{7.4}{2} * \frac{25.2}{6} \right) = 749.960 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left(48.26 * \frac{7.8}{2} * \frac{25.2}{6} \right) = 790.49 \text{ daN}$$

$$F_4 = \left(48.26 * \frac{8.2}{2} * \frac{25.2}{6} \right) = 831.037 \text{ daN}$$

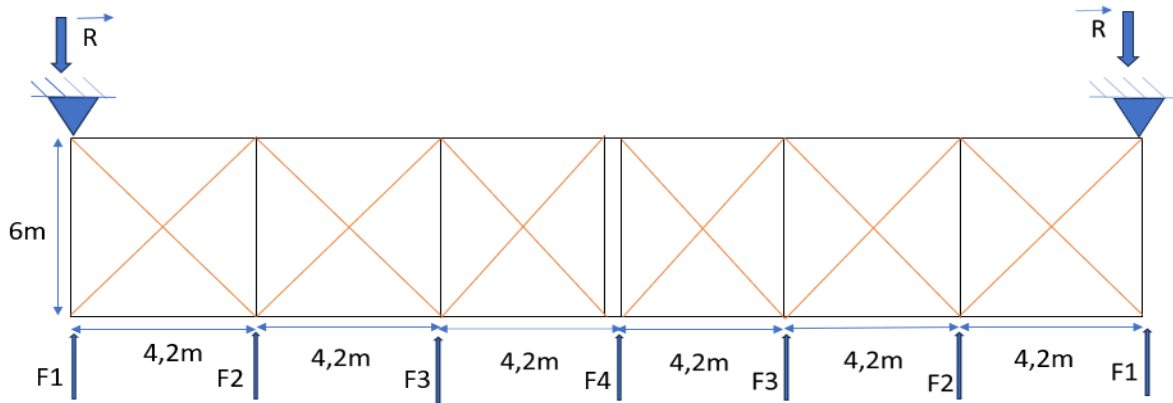


Figure VII.1. Poutre au vent

3.3. Effort de traction dans les diagonales :

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$F_d \cdot \cos \alpha + F_1 = R \quad \text{avec :}$$

$$R = \frac{2F_1 + 2F_2 + 2F_3 + F_4}{2} = \frac{2(354.711) + 2(749.96) + 2(790.49) + 831.037}{2} = 2310.67 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{6}{4.2} \quad \text{d'où : } \theta = 55^\circ$$

$$\text{Ainsi : } F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{2310.67 - 354.711}{\cos 55} = 3410.11 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \cdot F_d = 1.5 \cdot 3410.11 = 5115.165 \text{ daN}$$

3.4. Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{5115.165 \cdot 1.1}{2350} = 2.39 \text{ cm}^2$$

Alors pour des raisons pratiques et de sécurité on opte pour une cornière isolée de $45 \times 45 \times 5$ avec un boulon de 12 mm (trous de 13mm) soit $L45 \times 45 \times 5$ ($A = 4.30 \text{ cm}^2$)

$$\text{Section nette : } A_{net} = 4.30 - 0.5 \cdot 1.3 = 3.65 \text{ cm}^2$$

3.4.1. Vérification de la section à la résistance :

Pour la vérification de la cornière à la résistance on doit satisfaire la formule suivante :

$$N_U = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

On prend β est le coefficient minorateur donné dans le tableau en fonction de l'entraxe p_1 des trous.

Tableau VII.1.coefficient minorateur β_1 et β_2

Entraxe p_1	$\leq 2.5 d_0$	$\geq 5.0 d_0$
(2boulons) β_2	0.4	0.7
(3boulons ou plus) β_3	0.5	0.7

On a : Une attache de 3 boulons

$$P_1 = 100\text{mm}; e_1 = 25\text{mm}$$

$$P_1 = 100 \text{ mm} > 5.0 d_0 = 5 \times 13 = 65\text{mm}$$

$$d_0 = 13\text{mm} : \text{diamètre des trous (12mm + 1mm)}$$

$$\text{Donc : } \beta = \beta_3 = 0.7$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.7 \times 3.65 \times 360}{1.25} = 73584.0 \text{ N} = 7358.4 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 5115.165\text{daN} < N_{u,Rd} = 7358.4 \text{ daN} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

3.5. Conclusion :

Un cornier isolé de $45 \times 45 \times 5$ avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventements de la poutre au vent.

4. calcul de la palée de stabilité en long pan :

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent).

On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de poutre au vent.

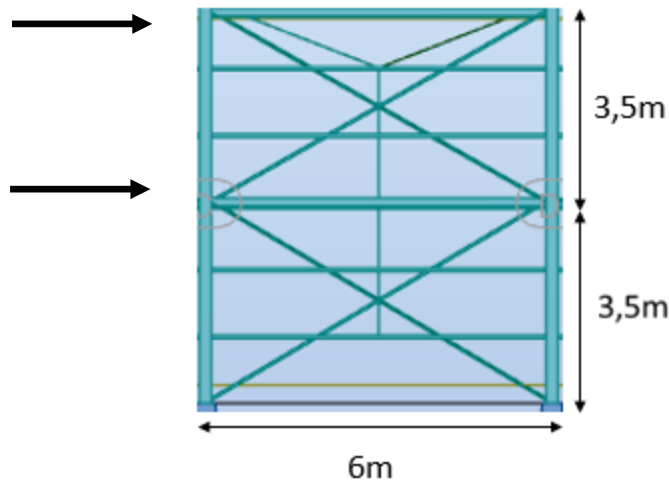


Figure VII.2. Vue en plan de palier de stabilité

a) La somme vectorielle des coefficients de pression :

$$\sum (C_{pe} - C_{pi}) = C_{peD} + (C_{piD} - C_{piE}) + C_{piE}$$

$$\sum (C_{pe} - C_{pi}) = 0.8 + (0.8 - 0.3) + 0.3 = 1.1$$

b) valeur de la pression dynamique de pointe :

La pression dynamique :

$$q = q_{réf} * c_{ex} = 37.5 * 1.170 = 43.875 \text{ daN/m}^2$$

La pression du vent :

$$V = W(z) = q_p(z) \sum (C_{pe} - C_{pi}) = 43.875 * 1.1 = 48.26 \text{ daN/m}^2$$

la surface d'influence de vent sur le pignon :

$$S_1 = 12.6 * (1.735 + 1.765) = 44.1 \text{ m}^2$$

$$S_2 = \left(\frac{12.6 \times 1.2}{2} \right) + (1.765 \times 12.6) = 29.79 \text{ m}^2$$

$$P_1 = w(z) * S_1$$

$$P_2 = w(z) * S_2$$

$$P_1 = 48.26 * 44.1 = 2128.266 \text{ daN}$$

$$P_2 = 48.26 * 29.79 = 1437.66 \text{ daN}$$

On prend P_1 comme pression dynamique de pointe

4.1. Effort de traction dans la diagonale tendue par la méthode des coupures :

$$N_1 \cos \beta = P_1$$

$$\tan \beta = \frac{3.5}{6} \text{ d'où } \beta = 30.25^\circ$$

$$N_1 = \frac{P_1}{\cos \beta} = \frac{2128.266}{\cos 30.25} = 2463.73 \text{ daN}$$

Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{sd} = 1.5 N_1 = 1.5 \cdot 2463.73 = 3695.5 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{3695.5 \cdot 1.1}{2350}$$

$$A \geq 1.72 \text{ cm}^2$$

Alors pour des raisons pratiques et de sécurité on opte pour une cornière isolée de

45 × 45 × 5 avec un boulon de 12 mm (trous de 13mm) soit L45 × 45 × 5 (A = 4.30 cm²)

Section nette :

$$A_{net} = 4.30 - 0.5 \cdot 1.3 = 4.94 \text{ cm}^2$$

4.2. Vérification à la résistance ultime de la section :

Cas de cornières assemblés par une seule aile ; Attache avec 3 boulons

$$P_1 = 100 \text{ mm}; e_1 = 25 \text{ mm}$$

$$P_1 = 100 \text{ mm} > 5.0 d_0 = 5 \cdot 13 = 65 \text{ mm}$$

$$d_0 = 13 \text{ mm} : \text{diamètre des trous (12 mm + 1 mm)}$$

$$\text{donc : } \beta = \beta_3 = 0.7$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.7 \cdot 4.94 \cdot 10^2 \cdot 360}{1.25} = 9959.09 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 3695.5 \text{ daN} < N_{u,Rd} = 9959.09 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

5. Vérification des montants (Pannes) de la poutre au vent :

5.1. Flexion composée déviée (bi axiale) :

5.1.1. Vérification de la section à la résistance :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{Nz,Rd}} \right)^\beta \leq 1.0$$

On prend : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n$ avec $\beta \geq 1.0$

$$M_{N,y,Rd} = M_{ply,Rd} \left[\frac{1-n}{1-0.5a} \right] \quad \text{et} \quad M_{N,z,Rd} = M_{ply,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

$$\text{Avec : } a = \min \left(\frac{A_w}{A} ; 0.5 \right) \quad \text{et} \quad n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \quad ; \quad \text{où l'aire de l'âme : } A_w = A - 2b \cdot t_f$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \quad ; \quad M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{et} \quad M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

5.1.2. Charge et surcharge revenant à la panne intermédiaire :

Flexion déviée :

D'après les résultats trouver dans le chapitre 3 on prend ces valeurs

$$G = 54.287 \text{ daN/ml}$$

$$N = 20.16 \text{ daN/ml}$$

Compression :

$$V = F_2 = 749.960 \text{ daN}$$

Combinaison de charge :

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N + 1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N$$

$$N_{sd} = 1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35 \cdot 54.287 + 1.35 \cdot 20.16$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N = 1.35 \cdot 54.287 + 1.35 \cdot 20.16 = 100.50 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \cdot \cos \alpha = 100.50 \cdot \cos 5.44 = 100.04 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \cdot l^2}{8} = \frac{100.04 \cdot 6^2}{8} = 450.18 \text{ daNm}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \cdot \sin \alpha = 100.50 \cdot \sin 5.44 = 9.48 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{9.48 \cdot \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 10.665 \text{ daNm}$$

$$N_{sd} = 1.35V = 1.35 \cdot 749.960 = 1012.466 \text{ daN}$$

Tableau VII.2. les caractéristiques géométriques de **L'IPE180**

panne IPE180							
G (daN/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm ²)	Avz (cm ²)	Iw (cm ⁶)
18,8	180	91	5,3	8	23,9	11,3	7430
Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	wply (cm ³)	wplz (cm ³)	iy (mm)	iz (mm)	Avy (cm ²)	It (cm ⁴)
1317	101	166	34,6	7,42	2,05	12,6	4,79

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{23.9 \cdot 2350}{1.1} = \mathbf{51059.090 \text{ daN}}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1.1} = \mathbf{3546.36 \text{ daN}}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{w_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{34.6 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1.1} = \mathbf{739.18 \text{ daN}}$$

5.1.3. Incidence de l'effort tranchant :

Si $V_{sd} \leq 0.5V_{pl,Rd}$ il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

5.1.4. Incidence de l'effort normal :

$$\text{Si } N_{sd} \leq \text{Min} \left(0.25N_{pl,Rd} ; \frac{0.5 \cdot A_w \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \right)$$

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

$$0.25N_{pl,Rd} = 0.25 \cdot 51059.090 = 12764.77 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 23.9 - 2 \cdot 9.1 \cdot 0.8 = 9.34 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5 \cdot A_w \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.5 \cdot 9.34 \cdot 2350}{1.1} = 9976.81 \text{ daN}$$

$$\text{On a } N_{sd} = 1012.446 \text{ daN} < \text{Min} (12764.77 \text{ daN} ; 9976.81 \text{ daN}) = 9976.81 \text{ daN}$$

Alors l'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut-être négligée

Pas de réduction des moments de résistance plastique

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$$

La formule de vérification à la résistance est la suivante :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right)^\beta \leq 1.0$$

$$\text{Avec : } \alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n = 5 \cdot \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = 5 \cdot \frac{1012.460}{51059.090} = 0.09$$

$$\left(\frac{450.18}{3546.36} \right)^2 + \left(\frac{10.665}{739.18} \right)^{0.09} = 0.69 \leq 1.0 \text{ résistance vérifiée}$$

5.2. Vérification de l'élément aux instabilités :

Déversement = flambement latérale de l'élément + Rotation de la section transversale

Semelle supérieure :

La semelle supérieure qui est comprimé sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la couverture il n'y a donc pas de déversement.

Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

Combinaison à L'ELU :

$$G-1.5V$$

$$Q_{z,sd} = G \cos \alpha - 1.5V$$

$$Q_{z, sd} = G \sin \alpha$$

$$N_{z, sd} = 1.5V$$

Avec :

$$G = 54.287 \text{ daN/ml}$$

$$V = -98.71 \text{ daN/ml}$$

$$V' = 749.960 \text{ daN}$$

Charge de flexion :

$$Q_{z, sd} = G \cos \alpha - 1.5V = 54.287 \cdot \cos(5.44) - 1.5(98.71) = -94.02 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y, sd} = G \sin \alpha = 54.287 \cdot \sin(5.44) = 5.146 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \cdot l^2}{8} = \frac{94.02 \cdot 6^2}{8} = 423.09 \text{ daN.m}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{5.146 \cdot 3^2}{8} = 5.78 \text{ daN.m (lierne à mi travée)}$$

Charge de compression :

$$V' = F_2 = 749.960 \text{ daN} \quad \text{d'où } 1.5 \cdot V' = 1.5 \cdot 749.960 = 1124.94 \text{ daN}$$

Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz, Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y, sd}}{M_{b, Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz, Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y, sd}}{M_{b, Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \leq 1.0$$

$$\text{où : } N_{pl, Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \quad , \quad M_{ply, Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{et} \quad M_{plz, Rd} = \frac{w_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

5.2.1. Résistance au flambement par rapport à l'axe fort yy :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{7.42} = 80.86 \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{80.86}{93.9} = 0.86$$

$$h/b = 180/91 = 1.97 > 1.2$$

Axe de flambement y-y courbe de flambement a : $\alpha_y = 0.21$

$$\phi = 0.5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5[1 + 0.21(0.86 - 0.2) + 0.86^2] = 0.9391$$

$$x_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.9391 + (0.9391^2 - 0.86^2)^{0.5}} x_y = 0.75$$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{23.9 \cdot 2350}{1.1} = \mathbf{51059.090 \text{ daN}}$$

$$N_{b, y, Rd} = x_y \cdot N_{pl, Rd} = 0.75 \cdot 51059.090 = 38294.31 \text{ daN}$$

5.2.2. Résistance au flambement par rapport à l'axe faible zz :

$$\lambda_z = \frac{I_z}{i_z} = \frac{300}{2.05} = 146.34 \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{146.34}{93.9} = 1.56$$

$$h/b = 180/91 = 1.97 > 1.2$$

Axe de flambement z-z courbe de flambement b : $\alpha_y = 0.34$

$$\phi = 0.5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5[1 + 0.34(1.56 - 0.2) + 1.56^2] = 1.948$$

$$x_z = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.948 + (1.948^2 - 1.56^2)^{0.5}} = 0.32$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{23.9 \cdot 2350}{1.1} = 51059.090 \text{ daN}$$

$$N_{bz,Rd} = x_z \cdot N_{pl,Rd} = 0.32 \cdot 51059.090 = 16338.90 \text{ daN}$$

5.2.3. Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{lt} :

Courbe de déversement :

$$h/b = 180/91 = 1.97 < 2 \text{ courbe de flambement a : } a_{LT} = 0.21$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} : \text{l'élancement réduit pour le déversement}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{\frac{L}{i_z}}{c_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{600}{2.05}}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{600}{2.05}}{\frac{18}{8}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 50.99$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} = \frac{50.99}{93.9} = 0.54$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.5[1 + 0.21(0.54 - 0.2) + 0.54^2] = 0.6815$$

$$x_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.6815 + (0.6815^2 - 0.54^2)^{0.5}} = 0.91$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166 \cdot 2350 \cdot 10^{-2}}{1.1} = 3546.36 \text{ daN}$$

$$M_{b,Rd} = x_{LT} \cdot M_{ply,Rd} = 0.91 \cdot 3546.36 = 3227.18 \text{ daN.m}$$

5.2.4. Calcul des coefficients d'interaction K_{ij} avec risque de déversement (Annexe B Eurocode3) :

C_{my} , C_{mz} , C_{mLT} sont les facteur de moments équivalent pour tenir compte de la forme du diagramme du moment fléchissant entre les point de maintien latéraux

Charge uniformément répartie :

$$C_{my} = C_{mz} = C_{mLT} = 0.95$$

$$N_{sd} = 1.5 V' = 1.5 \cdot 749.960 = 1124.94 \text{ daN}$$

$$\text{Pour } \bar{\lambda}_y = 0.86$$

$$\begin{cases} K_{yy} = \min \left[C_{my} \left(1 + [\bar{\lambda}_y - 0.2] \frac{N_{sd}}{N_{by.Rd}} \right); C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{N_{by.Rd}} \right) \right] \\ K_{yy} = \min \left[0.95 \left(1 + [0.86 - 0.2] \frac{1012.460}{38294.31} \right); 0.95 \left(1 + 0.8 \frac{1012.460}{38294.31} \right) \right] \\ K_{yy} = \min(0.96; 0.97) \end{cases}$$

Alors : $K_{yy} = 0.96$

Pour $\bar{\lambda}_z \geq 0.4$; $\bar{\lambda}_z = 1.56 > 0.4$

$$\begin{cases} K_{zy} = \max \left(1 - \frac{0.1 \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0.25} * \frac{N_{sd}}{N_{bz.Rd}}; 1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} * \frac{N_{sd}}{N_{bz.Rd}} \right) \\ K_{zy} = \max \left(1 - \frac{0.1 * 1.56}{0.95 - 0.25} * \frac{1012.460}{16338.90}; 1 - \frac{0.1}{0.95 - 0.25} * \frac{1012.460}{16338.90} \right) \\ K_{zy} = \max(0.98; 0.99) \end{cases}$$

$K_{zy} = 0.99$

$$\begin{cases} K_{zz} = \min \left[0.95 \left(1 + [2\bar{\lambda}_z - 0.6] \frac{N_{sd}}{N_{bz.Rd}} \right); 0.95 \left(1 + 1.4 \frac{N_{sd}}{N_{bz.Rd}} \right) \right] \\ K_{zz} = \min \left[0.95 \left(1 + [2 * 1.56 - 0.6] \frac{1012.460}{16338.90} \right); 0.95 \left(1 + 1.4 \frac{1012.460}{16338.90} \right) \right] \\ K_{zz} = (1.09; 1.03) = 1.03 \\ \{ K_{yz} = 0.6 k_{zz} = 0.6 * 1.03 = 0.61 \} \end{cases}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} * l^2}{8} = \frac{94.02 * 6^2}{8} = 423.09 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} * (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{5.146 * 3^2}{8} = 5.78 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,Rd} = x_{LT} * M_{pl,y,Rd} = 0.91 * 3546.36 = 3227.18 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} = \frac{w_{plz} * f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{34.6 * 2350 * 10^{-2}}{1.1} = 739.18 \text{ daN}$$

***vérification par rapport à l'axe fort yy :**

$$\frac{N_{sd}}{N_{by.Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{1012.460}{38294.31} + 0.96 \frac{450.18}{3227.18} + 0.61 \frac{10.665}{739.18} = 0.16 < 1 \text{ verifier}$$

***vérification par rapport à l'axe faible zz :**

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz.Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{1012.460}{16338.90} + 0.99 \frac{450.18}{3227.18} + 1.03 \frac{10.665}{739.18} = 0.21 < 1 \text{ vérifiée}$$

5.3. Conclusion :

Le profilé choisi IPE 180 est adéquat comme montant de la poutre au vent

CHAPITRE IX

ETUDE SISIMQIE

1. Introduction :

L'étude sismique a pour but de déterminer les sollicitations engendrées par un éventuel séisme à chaque niveau de notre structure afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et de la construction vis-à-vis des effets de l'action sismique par une conception et un dimensionnement appropriés. Cette étude s'appuie sur les règles parasismiques algériennes RPA /2003.

2. Notions de sismologie :

Un séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération soudaine d'énergie de déformation.

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaines et eurasiennes qui est en mouvement compressif permanent.

Le séisme se manifeste par une série de secousses brutales et violentes qui ébranlent le sol, leurs effets sont souvent catastrophiques. Ces secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations particulières, il en résulte des efforts pouvant s'exercer suivant des directions quelconques.

3. Méthode de calcul :

Pour le calcul et la vérification des bâtiments courants, le Règlement Parasismique Algérien (RPA99. VERSION 2003.Art 4.1.2) nous propose trois méthodes de calcul pour évaluer la force sismique.

La méthode statique équivalente (MSE).

La méthode d'analyse spectrale.

La méthode d'analyse dynamique par accélérographes.

a) Choix de la méthode :

Dans le cas de notre hangar étudié vu l'irrégularité en plan, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement supposé élastique de la structure, permet le calcul des modes propres.

b) Caractéristiques du hangar étudié :

Wilaya d'implantation : Alger el Harrach

Zone III : zone sismique élever

Groupe d'usage 2 : fabrication

Catégorie du site : Site 3 (sol meuble).

c) Nombre des modes considérer (RPA99/2003) :

D'après le RPA99/2003 (article 4.3.4 [2]) : pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Le nombre de mode à prendre en considération et de 38 modes, car c'est à ce mode que le 90%de mobilisation de masse modale effective dans les deux directions sont atteinte (Art 4.3.4 du RPA 2003).

3. Spectre de réponse de calcul :

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec : A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

R : coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

Dans notre cas, on a un portique en acier et un remplissage léger donc: $\square=4\%$

D'où : $\eta = 1.08$ Vérifié

$A=0.15$ (tableau 4.1 RPA99/version2003).

$R=4$ (ossature contreventé par palées triangulées en X - tableau 4.3 RPA99/version2003). La structure à étudier est implantée dans un site de catégorie S3 (site meuble).

$T_1 = 0.15s$ Et $T_2 = 0.50s$ (tableau 4.7 RPA99/version 2003).

4. Calcul de la force sismique totale :

D'après l'article 4.2.3 de RPA99 version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

V : Effort tranchant à la base du bâtiment.

A : coefficient d'accélération des zones.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement global de la structure.

W : poids de la structure.

4.1. Coefficient d'accélération de zone A :

Le coefficient "A" dépend du groupe d'usage de l'ouvrage et de la zone sismique, où il sera implanté.

Groupe d'usage de l'ouvrage : groupe 2.

Zone sismique : Zone III

D'après le tableau 4.1 de RPA 99 version 2003

On obtient $A = 0.25$

4.2 Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen est donné en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3\text{sec} \end{cases} \quad \text{Tableau .4.2 page 38 RPA99}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site

S_3 : Site meuble d'après le tableau 4-7 $\rightarrow T_2 = 0.5 (s)$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \text{ Formule 4.3 page 38 RPA99V2003}$$

Avec :

$\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (tableau 4.2) page 38.

Dans notre cas :

Nous avons un portique en acier avec remplissage léger $\rightarrow \xi = 4\%$

$$\text{D'où : } \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = \sqrt{7/(2 + 4)} = 1.08 \geq 0.7$$

4.3. Calcul du période fondamentale à l'aide des formules empirique :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t \times h^{3/4}$$

Avec :

h: La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$h = 8.2m$.

C_t : coefficient en fonction de système de contreventement et du type de remplissage. Donné par le tableau (4.6).

On a Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie : $C_t = 0.085$

$$\text{Donc : } T = 0.085 \times 10.30^{3/4} \quad T = 0.49s$$

Calcul du T_2 :

T_2 Est la période caractéristique, associée à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7

On a un sol de catégorie de 3 (S_3)

$$\rightarrow T_2 = 0.5(s)$$

$$\rightarrow T < T_2 \quad D = 2.5\eta$$

$$\text{Donc : } D = 2.7$$

4.4. Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q (\text{Formule (4.4)})$$

P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q " satisfait ou non".

tableau IX.1. les valeurs de pénalité P_q :

Critère Q	Sens longitudinal	Sens transversal	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement			0.05
2. Redondance en plan			0.05
3. Régularité en plan			0
4. Régularité en élévation			0
5. Contrôle de la qualité des matériaux			0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution			0.1
ΣP_q			0.25

$$Q = 1 + 0.25 = 1.25 \quad \text{Donc : } Q = 1.25$$

4.5. Coefficient de comportement global de la structure R :

$R=4$ (ossature contreventée par palées triangulées en X-tableau 4.3 RPA99/version 2003). Et (Art. 8-4-2 RPA99 version 2003).

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Art 4.13 du RPA99/2003).

Site meuble S3

$$T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,50s$$

$$(S_a/g) = 2.5 * 1.08 * 1.25 * 0.25 * 1.25 / 4 = 0.263$$

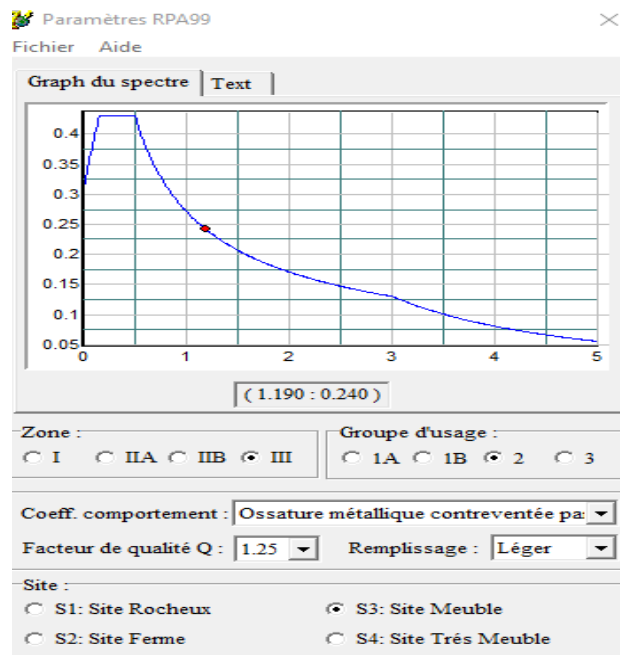


Figure IX.1. spectre de réponse

4.6. Le poids de la structure W :

Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque étage (i) :

$$W = \sum W_i = \sum (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

Avec :

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celle des équipements fixés éventuels.

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature de l'ouvrage donné par le tableau

4.5 Du RPA 99 V2003.

Avec : $\beta = 0.5$ (hangars; entrepôts).

tableau IX.2. le poids des éléments au niveau de l'entête de poteau

L'élément	Longueur (m)	Nombre	Poids total (kg)
Panne IPE180	6	70	7896
Traverse IPE500	16.65	12	13768.26
Poteau IPE550	1.765	12	2245.08
Lisse UPN140	6	10	960
Lisse UPN 140	6.3	8	806.4
Bardage			11358
Total			37060

tableau IX.3. le poids des éléments au niveau de plancher

L'élément	Longueur (m)	Nombre	Poids total (kg)
Poutre principal IPE450	6.3	12	5866.56
Solive IPE 180	6	51	5752.8
Poteau IPE550	3.53	12	4490.16
Total			16109.52

Les charges au niveau de planchers est 77490 kg

Le poids total au niveau de planchers est 93599.52 kg

tableau IX.4. poids total de la structure.

	W_{Gi} (daN)	W_{Qi} (daN)	βW_{Qi} (daN)	W_i (daN)
En tête de poteau	37060			37060
Plancher	93599.52	250	125	93724.52
				130784.52

La force sismique à la base de la structure est :

Sens transversal

$$V_X = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.25 \times 2.7 \times 1.25}{4} \times 130784.52 = 27587.35 \text{ daN}$$

Donc l'effort sismique global agissant à la base $V_X = 27587.35 \text{ daN}$

Sens longitudinal

$$V_Y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.25 \times 2.7 \times 1.25}{4} \times 130784.52 = 27587.35 \text{ daN}$$

Donc l'effort sismique global agissant à la base $V_Y = 27587.35 \text{ daN}$

5. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

On a la formule (4-11) de l'article 4.2.5 del'RPA99version 2003

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F_i : Force horizontale appliquée au niveau i

F_t : La force concentrée au sommet de la structure ($F_t = 0$ car : $0 < T = 0,49s < 0,7$)

W : poids total de la structure.

V : la force sismique totale.

h : la hauteur de chaque niveau.

au niveau du plancher $W_1 = 93724.52 \text{ daN}$.

Au niveau de tête de poteau $W_2 = 37060 \text{ daN}$.

5.1 Suivant le sens X :

$$\text{Au niveau du plancher } F_{1X} = \frac{27587.35 \times 3.47 \times 93724.52}{93724.52 \times 3.47 + 37060 \times 3.53} = 1967.08 \text{ daN}$$

$$\text{Au niveau de tête de poteau : } F_{2X} = \frac{27587.35 \times 37060 \times 3.53}{93724.52 \times 3.47 + 37060 \times 3.53} = 7913.73 \text{ daN}$$

$$F_X = 9880.08 \text{ daN}$$

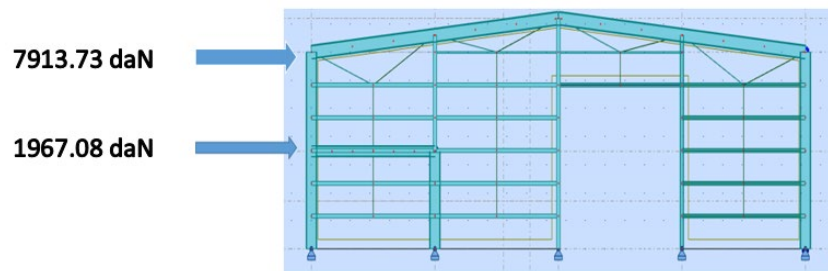


Figure IX.2. Distribution des forces sismique par portique mixte (sens transversal).

5.2. Suivant le sens Y :

Au niveau du plancher : $F_{1Y} = \frac{27587.35 \cdot 3.47 \cdot 93724.52}{93724.52 \cdot 3.47 + 37060 \cdot 3.53} = 1967.08 \text{ daN}$

Au niveau de tête de poteau : $F_{2Y} = \frac{27587.35 \cdot 37060 \cdot 3.53}{93724.52 \cdot 3.47 + 37060 \cdot 3.53} = 7913.73 \text{ daN}$

$F_y = 9880.08 \text{ daN}$

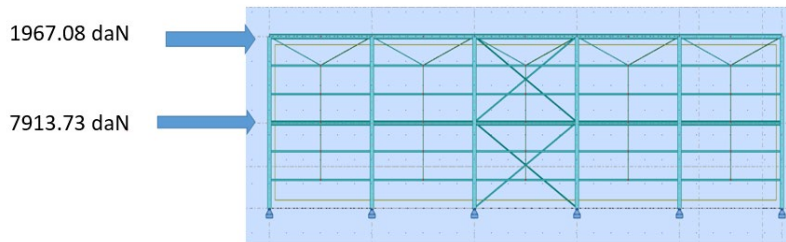


Figure IX.3. Distribution des forces sismique par files (sens longitudinale).

6. Les sollicitations dues au vent plus défavorable (sens pignon) :

6.1. Suivant le sens X (face pignon) :

$FWX = 12741.6 \text{ daN}$ (chapitre 2)

6.2. Suivant le sens Y (face long pan) :

$F_{wy} = 27371.11 \text{ daN}$ (chapitre 2)

7. Conclusion

Les sollicitations dues à l'effort de vent dominant l'effort du séisme dans les deux sens X et Y

CHAPITRE X

ETUDE DES

ASSEMBLAGES

1. Introduction :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations. Les efforts sont généralement statiques et quelque fois dynamique (effet de chocs, vibration) et c'est pour cela qu'il faut dimensionner avec soin nos assemblages.

2. Assemblage de rive

La liaison poteau traverse est assurée par un assemblage boulonné reliant la platine soudée à la traverse à la semelle du poteau. 12 boulons M18 de classe HR (10.9) répartis de telle sorte à reprendre les efforts, des raidisseurs formés par des plaques de 8mm d'épaisseur seront mis en place pour renforcer la résistance de l'âme du poteau dans les zones tendues, comprimées et cisailées.

Sachant que :

La traverse est en IPE500

Le poteau est en IPE550

On vérifie l'assemblage aux sollicitations suivantes :

$$M_{y,sd} = 13998.93 \text{ daN.m} = 139.98 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 5895.76 \text{ daN} = 58.95 \text{ KN}$$

$$V_{z,sd} = 2201.51 \text{ daN} = 22.01 \text{ KN}$$

2.1. Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$$X = t_{fb} \sqrt{\frac{b}{tw}}$$

Poutre IPE 500 :

$$t_f = 16 \text{ mm} ; tw = 10.2 \text{ mm} ; b = 200 \text{ mm}$$

$$X = 16 \sqrt{\frac{200}{10.2}} = 70.84 \text{ mm}$$

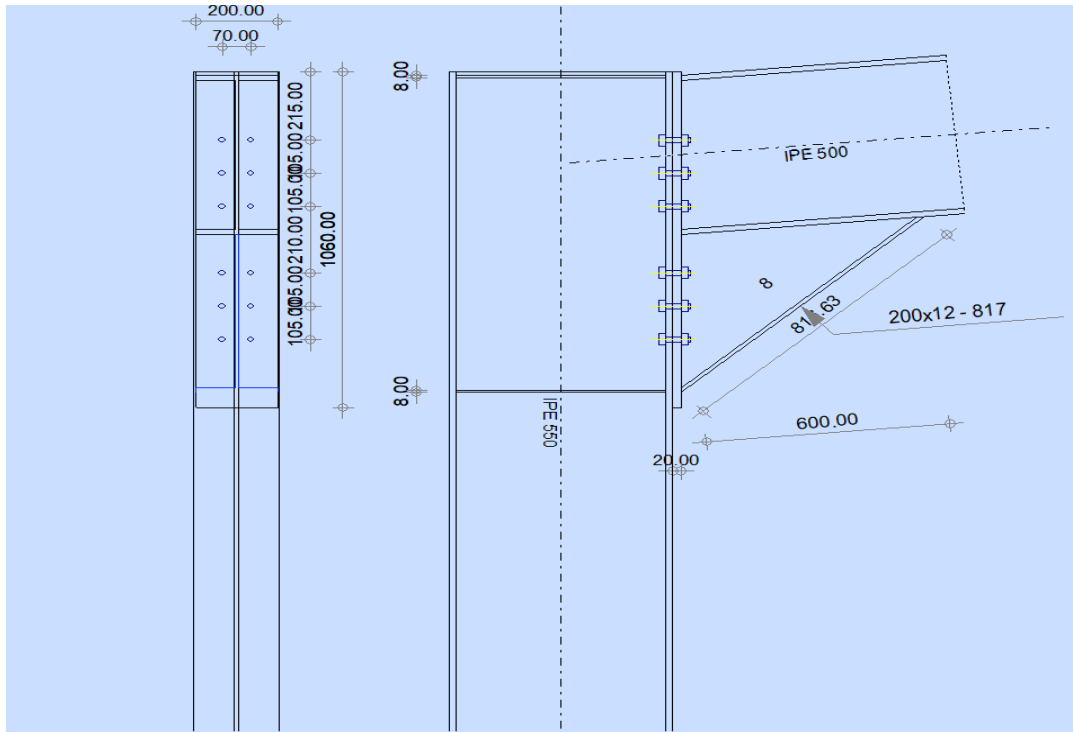


Figure X.1. Assemblage poteau traverse

$d_1 = 791 \text{ mm}$; $d_2 = 686 \text{ mm}$; $d_3 = 581 \text{ mm}$

$d_4 = 371 \text{ mm}$; $d_5 = 266 \text{ mm}$; $d_6 = 161 \text{ mm}$

2.2. Calcul du moment résistant :

$$MRd = \frac{N1 \sum d_i^2}{d1} \quad \text{d'où :} \quad N1 = \frac{MRd * d1}{\sum d_i^2}$$

$N1$: L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

$d1$: Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

2.3. L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons :

Selon l'article 6-5-8-2 de l'Eurocode 03 ; on a :

Boulon de diamètre 18 mm :

$A_s = 192 \text{ mm}^2$; $F_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 192 = 134.4 \text{ KN} \quad \text{pour un boulon.}$$

2.4. Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N1 \sum di^2}{d1} = \frac{n * Fp \sum di^2}{d1}$$

n : Nombre de boulons dans une rangée horizontale.

$$\sum d1^2 = (161^2 + 266^2 + 371^2 + 581^2 + 686^2 + 791^2) = 1668156 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n * Fp \sum di^2}{d1} = \frac{2 * 134.4 * 1668156}{791} * 10^{-3} = 566.877 \text{ kN.m}$$

On a : $M.s.d = 139.98 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 566.877 \text{ kN.m}$ vérifiée

2.5. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Par boulon :

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{22.01}{12} = 1.83 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} < V_{Rd} = \frac{K_s * m * \mu * F_p}{\gamma_{M2}}$$

$K_s = 1$ trou normal

$m = 1$ un plan de frottement

$\mu = 0.3$ coefficient de frottement

F_p = précontrainte de calcul

$$V_{Rd} = \frac{K_s * m * \mu * F_p}{\gamma_{M2}} = \frac{1 * 1 * 0.3 * 134.4}{1.25} = 32.26 \text{ kn}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 1.83 \text{ kN} < V_{Rd} = 32.26 \text{ kn} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2.6. Vérification a la résistance de l'âme du poteau(IPE550) dans la zone tendue :

$$F_v \leq F_t.R_d$$

Ou :

F_v : résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_t.R_d$: épaisseur de l'âme du poteau

$$\text{Avec : } F_t.R_d = T_{wc} * b_{eff} * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$F_t.R_d$: résistance de l'âme du poteau a la traction.

T_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau.

beff : P : entraxe rangées des boulons P= 70mm

$$F_{t.Rd} = 7 \times 1,02 \times 23.5 / 1.1 = 165.9 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{139.98}{0.55 - 0.172} = 370.31 \text{ KN}$$

$$F_v = 370.31 > F_{t.Rd} = 165.9 \text{ KN} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

D'où la nécessité de raidissage : (raidisseur d'épaisseur de 10 mm)

2.7. Vérification a la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

$$N_{sd} \leq F_{c.Rd}$$

$$F_{c.Rd} = \frac{K_{cp} \cdot b_{ef} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_m \cdot 1 \cdot \sqrt{1 + 1.3 \cdot \left(\frac{b_{ef}}{h}\right)^2}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2ap\sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

Avec :

λ_P : Elancement réduit de la partie efficace de l'âme.

$t_p = 20 \text{ mm}$: Epaisseur de la platine d'extrémité.

$t_{fb} = 12 \text{ mm}$: Épaisseur de la semelle de la poutre.

$t_{fc} = 12 \text{ mm}$: Épaisseur de la semelle du poteau.

$r_c = 24 \text{ mm}$: Rayon de raccordement âme-semelle du poteau.

$ap = 10 \text{ mm}$ Épaisseur estimée pour la gorge de soudure.

$h = 500$: Hauteur de la section du profilé.

$t_{wc} = 10.2 \text{ mm}$: Épaisseur de l'âme du poteau.

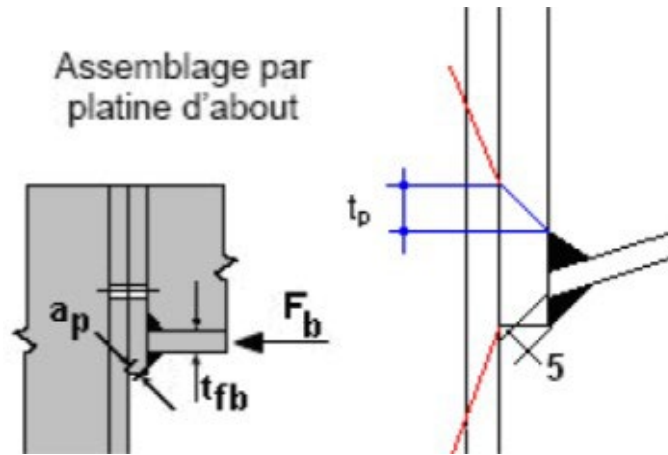


Figure X.2. Résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

$$b_{eff} = 12 + 2 \cdot 10\sqrt{2} + 5(12 + 24) + 2 \cdot 20 = 240.2 \text{ mm}$$

Avec :

$$\sigma_{csd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \cdot Z_{max}}{I_y} = \frac{22.01}{116} + \frac{139.98 \cdot 10^2 \cdot 24}{48200} = 7.159 \text{ KN/cm}$$

$$\sigma_{csd} = 7.159 \text{ KN/cm}^2 < 0.7f_y = 19.25 \text{ KN/cm}^2 \text{ Alor } K_c = 1 \quad \textbf{Vérifier.}$$

$$\lambda_P = 0.932 \cdot \sqrt{\frac{24.02 \cdot d_w \cdot f_y}{E \cdot t_w^2}}$$

avec :

d_w : est la hauteur utile du poteau IPE 550

$$d_w = (h - 2(t_{fc} + r_c)) = (550 - 2(12 + 24)) = 478 \text{ mm}$$

$$\lambda_P = 0.932 \cdot \sqrt{\frac{24.02 \cdot 478 \cdot 23.5}{2.1 \cdot 10^4 \cdot 1.11^2}} = 0.95$$

$$\lambda_P = 0.95 > 0.72$$

$$\sigma = (\lambda_P - 0.2) / \lambda_P^2 = 0.831$$

$$F_{c,Rd} = \frac{1 \cdot 0.831 \cdot 1.11 \cdot 23.5 \cdot 24.02}{1.1 \cdot \sqrt{1 + 1.3 \cdot \left(\frac{24.02}{55}\right)^2}} = 423.71 \text{ KN}$$

$N_{sd} = \sum N_i$: la somme des efforts dans les boulons tendus

$$N_1 = \frac{139.98 \cdot 791 \cdot 10^{-3}}{1668156 \cdot 10^{-6}} = 6.637 \text{ KN}$$

$$N2 = \frac{139.98 \cdot 686 \cdot 10^{-3}}{1668156 \cdot 10^{-6}} = 5.75 \text{ KN}$$

$$N3 = \frac{139.98 \cdot 581 \cdot 10^{-3}}{1668156 \cdot 10^{-6}} = 4.87 \text{ KN}$$

$$N4 = \frac{139.98 \cdot 371 \cdot 10^{-3}}{1668156 \cdot 10^{-6}} = 3.11 \text{ KN}$$

$$N5 = \frac{139.98 \cdot 266 \cdot 10^{-3}}{1668156 \cdot 10^{-6}} = 2.23 \text{ KN}$$

$$N6 = \frac{139.98 \cdot 161 \cdot 10^{-3}}{1668156 \cdot 10^{-6}} = 1.35 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 23.94 \text{ KN} < F_{cRd} = 423.71 \text{ KN}$$

2.8. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{0.58 f_y h t_w}{\gamma_{M0}} = \frac{0.58 \cdot 23.5 \cdot 55 \cdot 1.11}{1.1} = 756.46 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{139.98}{0.55 - 0.172} = 370.31 \text{ KN}$$

$$F_v = 370.31 \text{ KN} < V_{Rd} = 756.46 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

2.9. Conclusion :

L'assemblage poteau-traverse tel que conçu résiste à tous les efforts qui lui sont appliquées

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \cdot 134.4 \cdot 1929103}{773} \cdot 10^{-3} = 670.8 \text{ kN.m}$$

On a : $M_{sd} = 85.8711 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 670.8 \text{ kN.m}$ **vérifiée**

3.3. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Par boulon :

$$F_{v, sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{22.01}{14} = 1.57 \text{ kN}$$

$$F_{v, Rd} = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{M2}} = \frac{1 \cdot 1 \cdot 0.3 \cdot 134.4}{1.25} = 32.26 \text{ kN}$$

$F_{v, sd} = 1.57 \text{ kN} < F_{v, Rd} = 32.26 \text{ kN}$ **vérifiée**

3.4. Conclusion

L'assemblage traverse-traverse tel que conçu résiste à tous les efforts qui lui sont appliqués

4. Calcul de l'assemblage du poteau -plancher :

La liaison poteau poutre principale (plancher) est assurée par un assemblage boulonné reliant la platine soudée la traverse à la semelle du poteau. 10 boulons M16 de classe 10.9 répartis de telle sorte à reprendre les efforts, des raidisseurs formés par des plaques de 8mm d'épaisseur seront mis en place pour renforcer la résistance de l'âme du poteau dans les zones tendues, comprimées et cisailées.

Sachant que :

_ La poutre principale est en IPE400

_ Le poteau est en IPE550

On vérifie l'assemblage aux sollicitations suivantes :

$$_M_{y, sd} = 61.67 \text{ kN.m}$$

$$_V_{z, sd} = 3567.885 \text{ daN} = 35.67 \text{ kN}$$

4.2. Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$$X = t_{fb} \sqrt{\frac{b}{t_w}}$$

Poutre IPE 400 : $t_f = 13.5 \text{ mm}$; $t_w = 8.6 \text{ mm}$; $b = 180 \text{ mm}$

$$X = 13.5 \sqrt{\frac{180}{8.6}} = 61.76 \text{ mm}$$

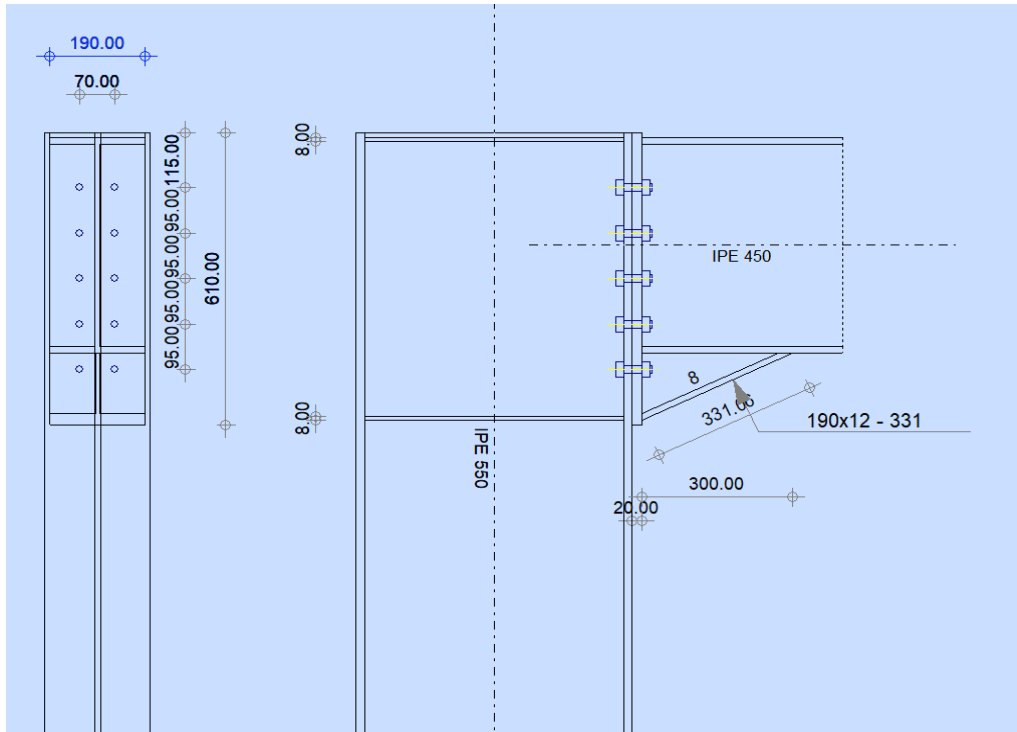


Figure X.4. Assemblages poutre principal poteau

$$d_1 = 479 \text{ mm} ; d_2 = 384 \text{ mm} ; d_3 = 289 \text{ mm}$$

$$d_4 = 194 \text{ mm} ; d_5 = 99 \text{ mm}$$

4.3. Calcul du moment résistant :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} \quad \text{d'où :} \quad N_1 = \frac{M_{Rd} * d_1}{\sum d_i^2}$$

N_1 : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

d_1 : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

4.4. L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons :

Selon l'article 6-5-8-2 de l'Euro code 03, on a :

Boulon de diamètre 16 mm :

$$A_s = 157 \text{ mm}^2 ; F_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157 = 109.9 \text{ KN} \quad \text{pour un boulon.}$$

4.5. Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n * F_p \sum d_i^2}{d_1}$$

n : Nombre de boulons dans une rangée horizontale.

$$\sum d1^2 = (99^2 + 194^2 + 289^2 + 384^2 + 479^2) = 507855 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \sum d1^2}{d1} = \frac{2 \cdot 109.9 \cdot 507855}{479} \cdot 10^{-3} = 233.04 \text{ kN.m}$$

On a : $M_{sd} = 61.67 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 233.04 \text{ kN.m}$ **vérifiée**

4.6. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Par boulon :

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{35.67}{10} = 3.567 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} < V_{Rd} = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{M2}}$$

$K_s = 1$ trou normal

$m = 1$ un plan de frottement

$\mu = 0.3$ coefficient de frottement

F_p = précontrainte de calcul

$$V_{Rd} = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{M2}} = \frac{1 \cdot 1 \cdot 0.3 \cdot 109.9}{1.25} = 26.37 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 3.567 \text{ kN} < V_{Rd} = 26.37 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée}$$

4.7. Vérification a la résistance de l'âme du poteau(IPE550) dans la zone tendue :

$$F_v \leq F_{t,Rd}$$

Ou : $P = 70 \text{ mm}$

$$F_{t,Rd} = 7 \times 1.02 \times 23.5 / 1.1 = 165.9 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{61.67}{0.55 - 0.172} = 163.14 \text{ KN}$$

$$F_v = 163.14 < F_{t,Rd} = 165.9 \text{ KN} \text{ Condition vérifier}$$

4.8. Vérification a la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,Rd} = \frac{K_{cp} * b_{ef} * t_{wc} * f_y}{\gamma_m \sqrt{1 + 1.3 * \left(\frac{b_{ef}}{h}\right)^2}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2ap\sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

Avec :

λ_P : Elancement réduit de la partie efficace de l'âme.

$t_p = 20\text{mm}$: Epaisseur de la platine d'extrémité.

$t_{fb} = 12\text{ mm}$: Épaisseur de la semelle de la poutre.

$t_{fc} = 12\text{mm}$: Épaisseur de la semelle du poteau.

$r_c = 24\text{mm}$: Rayon de raccordement âme-semelle du poteau.

$ap = 10\text{mm}$ Épaisseur estimée pour la gorge de soudure.

$h = 550$: Hauteur de la section du profilé.

$t_{wc} = 10.2\text{ mm}$: Épaisseur de l'âme du poteau.

$$b_{eff} = 12 + 2 * 10\sqrt{2} + 5(12 + 24) + 2 * 20 = 240.2\text{ mm}$$

Avec :

$$\sigma_{csd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} * Z_{max}}{I_y} = \frac{35.67}{116} + \frac{61.67 * 10^2 * 24}{48200} = 3.37 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{csd} = 3.37 \text{ KN/cm}^2 < 0.7f_y = 19.25 \text{ KN/cm}^2 \quad \textbf{Vérifier.}$$

Alor $K_c = 1$

$$\lambda_P = 0.932 * \sqrt{\frac{24.02 * d_w * f_y}{E * t_w^2}}$$

d_{wc} : est la hauteur utile du poteau IPE 550

$$d_{wc} = (h - 2(t_{fc} + r_c)) = (550 - 2(12 + 24)) = 478\text{ mm}$$

$$\lambda_P = 0.932 * \sqrt{\frac{24.02 * 47.8 * 23.5}{2.1 * 10^4 * 1.11^2}} = 0.95$$

$$\lambda_P = 0.95 > 0.72$$

$$\sigma = (\lambda_P - 0.2) / \lambda_P^2 = 0.831$$

$$F_{c,Rd} = \frac{1 \cdot 0.831 \cdot 1.11 \cdot 23.5 \cdot 24.02}{1.1 \cdot \sqrt{1 + 1.3 \cdot \left(\frac{24.02}{55}\right)^2}} = 423.71 \text{ KN}$$

$N_{sd} = \sum N_i$: la somme des efforts dans les boulons tendus

$$N_1 = \frac{61.67 \cdot 479 \cdot 10^{-3}}{507855 \cdot 10^{-6}} = 58.16 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{61.67 \cdot 384 \cdot 10^{-3}}{507855 \cdot 10^{-6}} = 46.63 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{61.67 \cdot 289 \cdot 10^{-3}}{507855 \cdot 10^{-6}} = 35.09 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{61.67 \cdot 194 \cdot 10^{-3}}{507855 \cdot 10^{-6}} = 23.55 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{61.67 \cdot 99 \cdot 10^{-3}}{507855 \cdot 10^{-6}} = 12.02 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 175.45 \text{ KN} < F_{c,Rd} = 423.71 \text{ KN}$$

4.9. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{0.58 f_y h t_w}{\gamma M_0} = \frac{0.58 \cdot 23.5 \cdot 55 \cdot 1.11}{1.1} = 756.46 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{61.67}{0.55 - 0.172} = 163.14 \text{ KN}$$

$$F_v = 163.14 \text{ KN} < V_{Rd} = 756.46 \text{ KN} \quad \text{condition vérifier}$$

4.10. Conclusion :

L'assemblage poteau-poutre principale tel que conçu résiste à tous les efforts qui lui sont appliquées

5. Calcul des bases des poteaux :

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

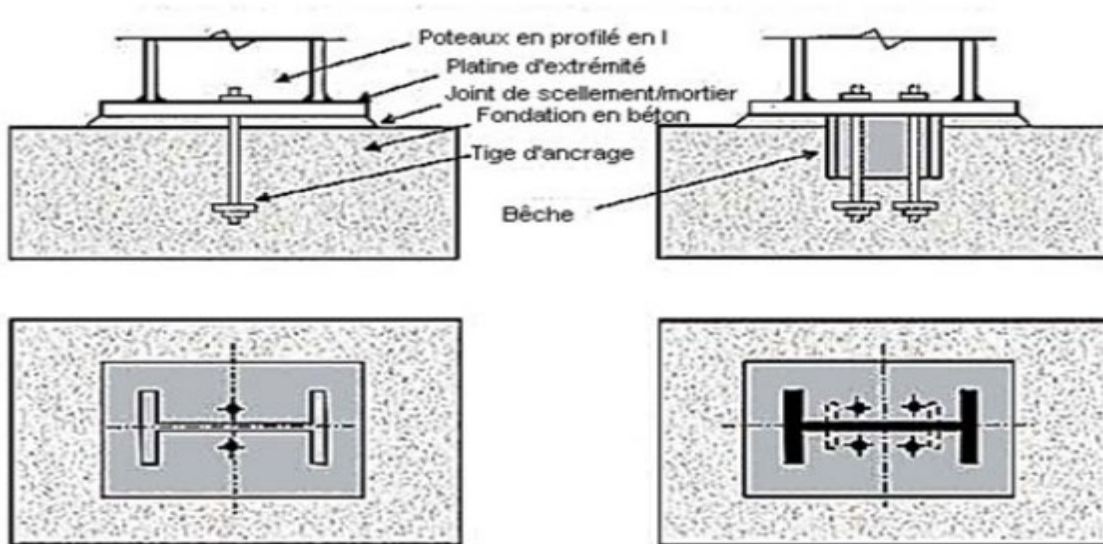


Figure X.5. Base de poteau.

L'assemblage de base du poteau est généralement conçu comme une articulation afin de réduire les dimensions des fondations (comme le montre la figure suivante.) ; il est possible d'utiliser des pieds de poteau encastré ((comme le montre la figure suivante.), si le sol présente des caractéristiques fiables.

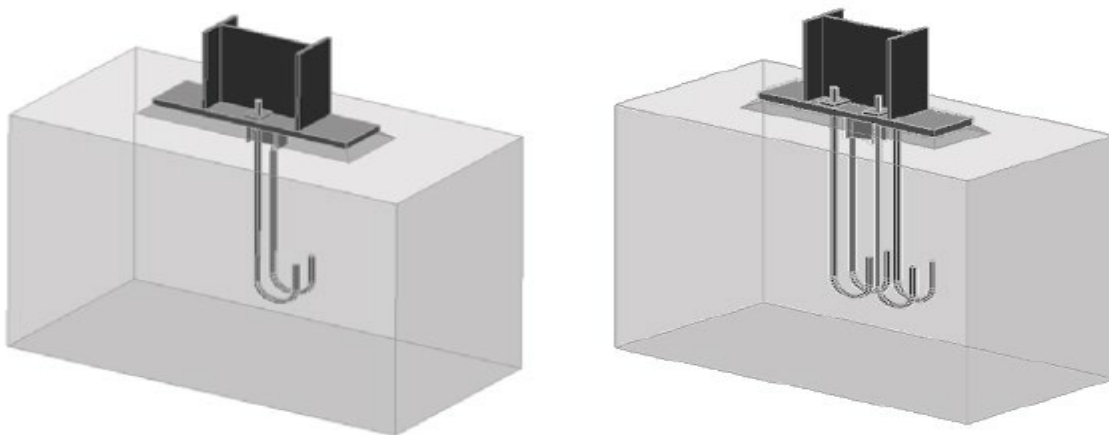


Figure X.6. Pieds de poteau articulés.

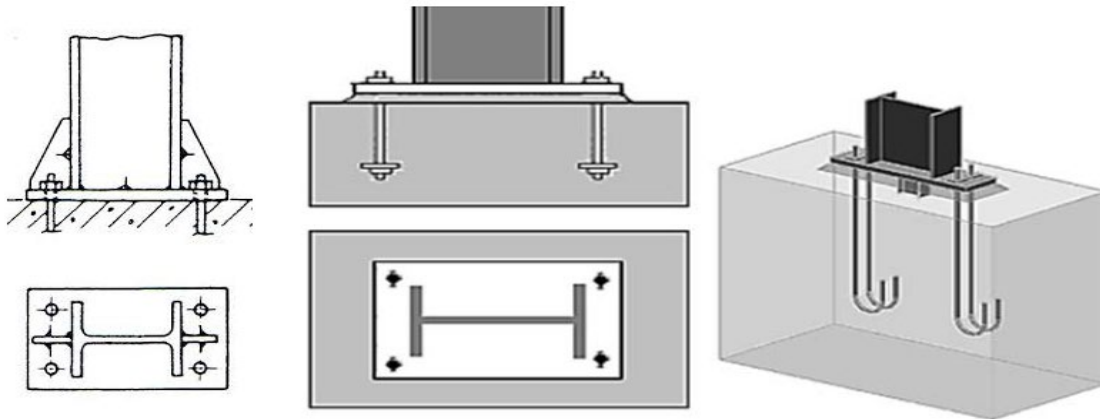


Figure X.7. Pieds de poteau encastrés.

Sachant le poteau est en IPE550, on va tacher de dimensionner la plaque d'assise (voir la figure cidessous)

Sous les sollicitations suivantes :

_ Charge axiale de compression : $N_{sd} = 5643.66 \text{ daN}$

_ Effort tranchant correspondant : $V_{sd} = 2731.17 \text{ daN}$

_ Effort de soulèvement : $N_{sd} = 1108.68 \text{ daN}$

_ Effort tranchant correspondant : $V_{sd} = 1504.46 \text{ daN}$

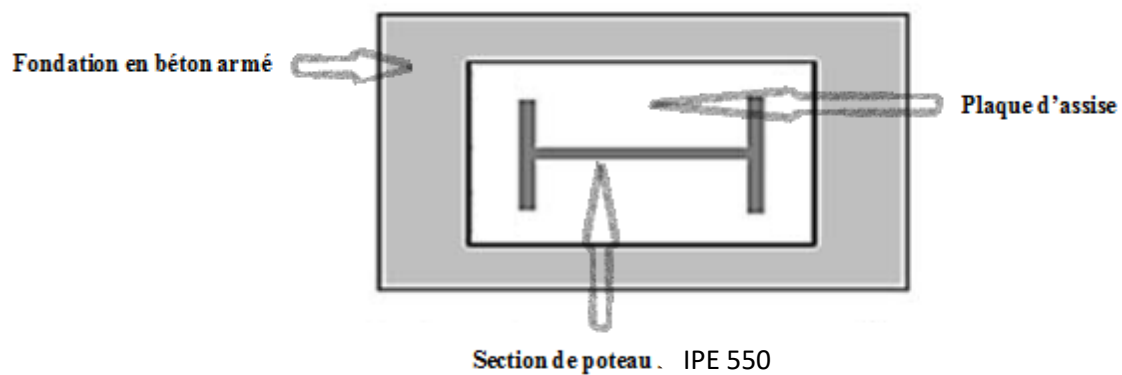


Figure X.8. Détails sur l'assemblage.

Plaque d'assise en acier de nuance S235 : $f_y = 235 \text{ Nmm}^2$

Fondation en béton de classe C25: $f_{ck} = 25 \text{ N mm}^2$

Coefficients de sécurité : $\gamma_{M0} = 1,1$; $\gamma_{M2} = 1,25$.

Béton : $\gamma_c = 1,5$.

5.1. Résistance du béton a la compression :

$$f_{cd} = 0.85 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 * \frac{25}{1.5} = 14.16 \text{ N mm}^2$$

5.2. Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement:

La valeur du coefficient du matériau de scellement est : $\beta_j = \frac{2}{3}$

Du moment que les dimensions de la fondation sont inconnues, on admettra que :

$$\left(\frac{A_{c1}}{A_{c2}}\right)^2 = \alpha = 1.5$$

Ainsi la résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement sera :

$$f_{jd} = \alpha * \beta_j * f_{cd} = 1.5 * \frac{2}{3} * 14.16 = 14.16 \text{ Nmm}^2$$

5.3. Estimation de l'aire de la plaque d'assise :

On admettra que l'aire de la plaque sera :

$$A_{c0} = \max \left[\left(\frac{1}{h_c.b_{fc}} \right) \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 ; \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right) \right]$$

$$\left(\frac{1}{h_c.b_{fc}} \right) \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 = \frac{1}{550*220} \left(\frac{56436.6}{14.16} \right)^2 = 131.28 \text{ mm}^2$$

$$\left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right) = \frac{56436.6}{14.16} = 3985.63 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = 3985.63 \text{ mm}^2$$

5.4. Choix du type de la plaque d'assise :

$$A_{c0} = 3985.63 \text{ mm}^2 < 0.95 * 550 * 220 = 114950 \text{ mm}^2$$

Ce qui implique qu'une plaque a projection courte sera satisfaisant ; ces dimensions seront prise comme suit :

$$\begin{cases} bp > b_{fc} + 2tf = 210 + 2 * 17.2 = 244.4 \text{ mm} \\ hp > h_c + 2t_{fc} = 550 + 2 * 17.2 = 584.4 \text{ mm} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$A_{c0} = b_p * h_p = 244.4 * 584.4 = 142827.36 \text{ mm}^2$$

5.5. Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise :

a) Calcul de la largeur d'appuis additionnel 'c' :

$$c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Avec

$$A=+2$$

$$B = -(b_{fc} - t_{wc} + h_c) = -(210 - 11.1 + 550) = -748.9 \text{ mm}$$

$$C = \left(0.5 \frac{N_{sd}}{f_{cd}}\right) - [(2b_{fc}t_{fc}) + (4t_{fc}^2) + (0.5h_c t_{wc}) - (t_{fc}t_{wc})]$$

$$C = 0.5 \frac{56436.6}{14.16} - [(2 * 210 * 17.2) + (4 * 17.2^2) + (0.5 * 550 * 11.1) - (17.2 * 11.1)] = -9276.12 \text{ mm}^2$$

$$C = \frac{748.9 - \sqrt{748.9^2 - 4 * 2 * (-9276.12)}}{2 * 2} = -12 \text{ mm}$$

La valeur de la largeur additionnelle 'c' car l'effort de compression Nsd est faible ce qui nous amène à recalculer cette valeur de la manière suivante

On pose t=15mm

t = 15 mm : épaisseur de la plaque d'assise

$\beta_c = 15 \text{ mm}$: Débord de la plaque d'assise pour un assemblage articuler

$$C = t \left(\frac{f_y}{3f_{jd} \gamma_{m0}} \right)^{0.5} = 15 \left(\frac{235}{3 * 16.67 * 1.1} \right)^{0.5} = 31 \text{ mm}$$

$$\frac{h_c - 2t_{fc}}{2} = \frac{550 - 2 * 17.2}{2} = 257.8 \text{ mm}$$

$$C = 31 \text{ mm} < \frac{h_c - 2t_{fc}}{2} = 257.8 \text{ mm}$$

Il n'ya pas de recouvrement des aires en compression pour les tronçons des deux semelles

b) Les dimensions de la plaque d'assise

$$h_p = h + 2c = 550 + 2 \cdot 31 = 612 \text{ mm}$$

$$b_p = b + 2c = 210 + 2 \cdot 31 = 272 \text{ mm}$$

c) Calcul de la section efficace A_{eff} :

La plaque d'assise est à projection courte

$$A_{eff} = [2(b_{fc} + 2\beta c)(c + \beta c + t_{fc})] + [hc - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{wc})]$$

$$A_{eff} = [2 \cdot (210 + 2 \cdot 15)(31 + 15 + 17.2)] + [(550 - 2 \cdot 31 - 2 \cdot 17.2)(2 \cdot 31 + 11.1)]$$

$$A_{eff} = 65774.88 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} = 65774.88 \text{ mm}^2 : \text{Section efficace}$$

$$f_{jd} = 16.67 \text{ N mm}^2 : \text{Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement}$$

$$N_{rd} = A_{eff} \cdot f_{jd} = 65774.88 \cdot 14.16 \cdot 10^{-3} = 931.37 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 56.43 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 56.43 \text{ kN} < N_{rd} = 931.43 \text{ kN} \quad \text{vérifier}$$

5.6. Vérification de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant

L'inégalité suivante doit être vérifiée : $M_{sd} < M_{rd}$

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \cdot f_y}{6 \gamma_{m0}} = \frac{15^2 \cdot 235}{6 \cdot 1.1} = 8011 \text{ N.m} = 8.011 \text{ kNm/mm} \text{ (Annexe de l'Eurocode 3)}$$

Calcul du moment de flexion M_{sd}

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{c^2}{2}\right) N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{480.5 \cdot 56.43}{65774.88} = 0.412 \text{ kN/mm}$$

$$M_{sd} = 0.412 \text{ kN/mm} < M_{rd} = 8.011 \text{ kN/mm} \text{ Condition vérifier}$$

5.7. Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de plaque d'assise :

L'inégalité suivante doit être vérifiée : $V_{sd} < F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} = F_{t,rd} = C_{f,d} N_{sd}$$

$$N_{sd} = 56.43 \text{ kN} \text{ Effort de calcul de compression de poteau}$$

$C_{f,d} = 0.2$ Coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche scellement (spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable)

$$F_{v,rd} = 0.2 \cdot 56.43 = 11.286 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 15.04 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 15.04 \text{ kN} > F_{v,rd} = 11.286 \text{ kN}$$

La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée, ce sont les tiges d'ancrages qui vont reprendre l'effort de cisaillement

6. Tiges d'ancrages

Les tiges d'ancrage doivent être mises en place afin de résister aux effets des actions de calcul, on doit les dimensionner de sorte à supporter convenablement l'effort de traction ainsi que les forces des soulèvement et les moment de flexion

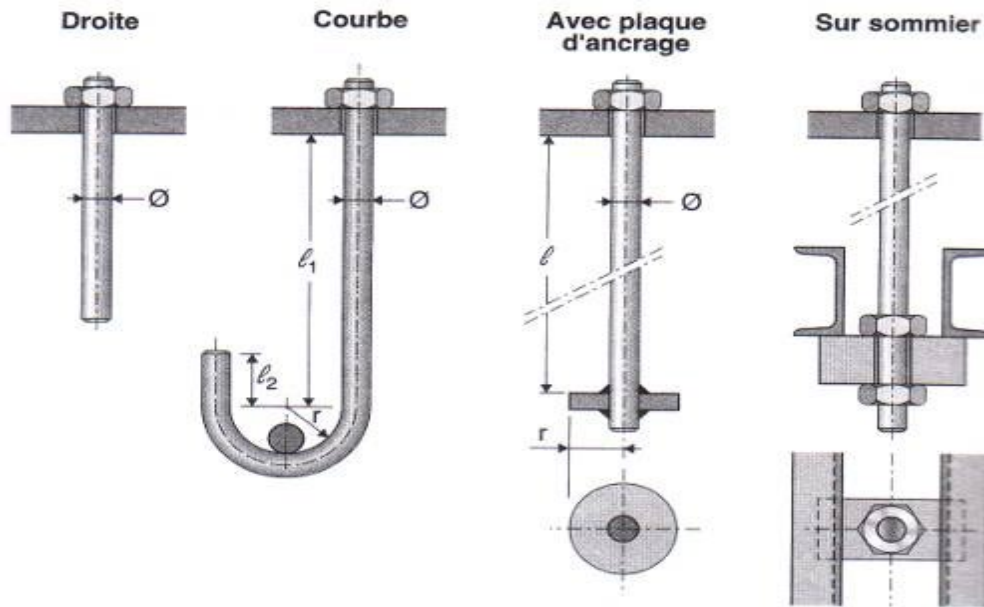


Figure X.9. Types de tiges d'ancrage.

Soit deux tiges d'ancrage M20 de classe 4,6 (de forme courbe)

$$A_s = 245 \text{ mm}^2$$

$$f_{ub} = 400 \text{ N mm}^2$$

$$f_{yb} = 240 \text{ N mm}^2 \quad 235 \text{ N mm}^2 < f_{yb} < 640 \text{ N mm}^2$$

$$d = 20 \text{ mm}$$

6.1. Résistance des tiges d'ancrage au cisaillement

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$V_{sd} < F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = F_{t,rd} + n_b \cdot F_{vb,rd}$$

$$F_{t,rd} \cdot 0.2 \cdot 56.43 = 11.286 \text{ kN}$$

$$F_{vb.rd} = \frac{\alpha_{cb} f_{ub} A_s}{\gamma_{m2}} \frac{0.368 \cdot 400 \cdot 245}{1.25} = 29 \text{ kN}$$

Avec

$F_{t,rd} 0.2 \cdot 56.43 = 11.286 \text{ kN}$: Résistance de calcul par frottement en présence d'un effort axial de compression dans le poteau.

$$\alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003 f_{yb} = 0.44 - 0.0003 \cdot 240 = 0.368$$

$n_b = 2$ nombre de tiges situées dans l'assemblage

$$F_{v,rd} = 11.286 + 2 \cdot 29 = 69.286 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 15.04 \text{ kN} < F_{v,rd} = 69.286 \text{ kN} \quad \text{vérifier}$$

6.2. Dimensionnement des bèches de cisaillement

Pour plus de sécurité on prévoit des bèches de cisaillement pour soulager les tiges d'ancrages en cas

de force majeure générant un grand effort de cisaillement comme le séisme par exemple

Hauteur de la bêche : $h_{\text{bêche}} = 0.4 h_c = 220 \text{ mm}$

Profondeur efficace : $60 \text{ mm} < l_{\text{eff}} < 1.5 h_{\text{bêche}}$

$$60 \text{ mm} < l_{\text{eff}} < 330 \text{ mm}$$

$$\text{Profondeur efficace } \frac{b_{\text{bêche}}}{t_{\text{bêche}}} < 20$$

Une bêche en IPE100 sera retenue

6.3. Résistance des tiges d'ancrage à l'effort de soulèvement :

Dans le cas où l'effort au pied du poteau est un effort de soulèvement, les tiges d'ancrage doivent transmettre ce dernier ainsi que l'effort tranchant commettant aux fondations

6.3.1. Résistance des tiges d'ancrage

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

Combinaison : $G + 1.5 V_3$

$$N_{sd} = 11.08 \text{ kN}$$

$$V_{z,sd} = 15.04 \text{ kN}$$

$$\frac{\frac{V_{sd}}{n_b}}{F_{v,rd}} + \frac{\frac{N_{sd}}{n_b}}{N_{t,rd}} < 1$$

$$N_{t,rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_s}{\gamma_{m2}} = \frac{0.9 \cdot 400 \cdot 246}{1.25} = 70.6 \text{ kN}$$

$$\frac{\frac{V_{sd}}{n_b}}{F_{v,rd}} + \frac{\frac{N_{sd}}{n_b}}{N_{t,rd}} = \frac{\frac{15.04}{2}}{69.286} + \frac{\frac{11.08}{2}}{70.6} = 0.18 < 1 \text{ verifier}$$

6.3. Vérification de la tige d'ancrage a l'adhérence :

Pour un boulon d'ancrage : $\frac{N_{sd}}{2} \leq F_{anc,rd}$

$$F_{anc,rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) = \pi \cdot d \cdot l_{b,rdq} f_{bd}$$

Avec : $F_{anc,rd}$: Résistance d'ancrage en traction.

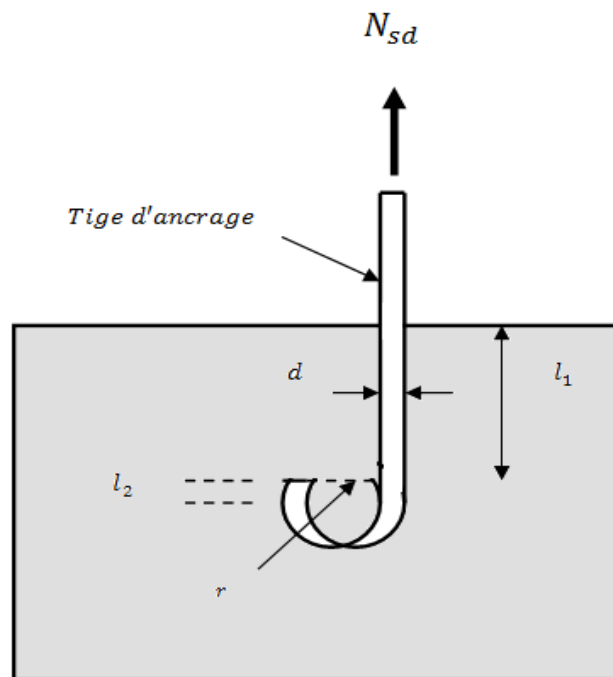


Figure X.10. Tige d'ancrage.

$$r = 3d = 3 \cdot 20 = 60 \text{ mm}$$

$$l_1 = 20d = 20 \cdot 20 = 400 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2d = 2 \cdot 20 = 40 \text{ mm}$$

La longueur totale de la tige :

$$l_b = l_1 + 6.4r + 3.5l_2 = 40 + (6.4 \cdot 60) + (3.5 \cdot 40) = 924 \text{ mm}$$

En utilisant la formule suivante donnée dans le guide de l'Eurocode de CTICM [1]

La longueur totale de la tige requise est :

$$l_{b.rdq} = 0.144d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

f_{ub} : Résistance ultime du boulon d'ancrage.

f_{bd} : Contrainte d'adhérence de calcul.

d : Diamètre du boulon d'ancrage.

Fondation en béton de classe C25 $f_{ck} = 25 \text{ N mm}^2$

Béton $\gamma_c = 1.5$

6.4. Calcul de la contrainte d'adhérence f_{bd} :

$$f_{bd} = \frac{0.36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.36\sqrt{25}}{1.5} = 1.2 \text{ N mm}^2$$

6.5. La longueur totale de la tige requise :

$$l_{b.rdq} = 0.144 * 20 * \frac{400}{1.2} = 960 \text{ mm}$$

6.6. Calcul de la résistance d'ancrage en traction $F_{anc.rd}$

$$F_{anc.rd} = \pi * 20 * 960 * 1.2 = 72.4 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = \frac{56.43}{2} = 28.21 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{sd}}{2} < F_{anc.rd} \quad \text{vérifier}$$

Bien que normalement le pied soit de type articulé, on va prévoir quatre boulons d'ancrage pour des raisons sécuritaires car ils empêchent les poteaux de se renverser en phase provisoire de montage

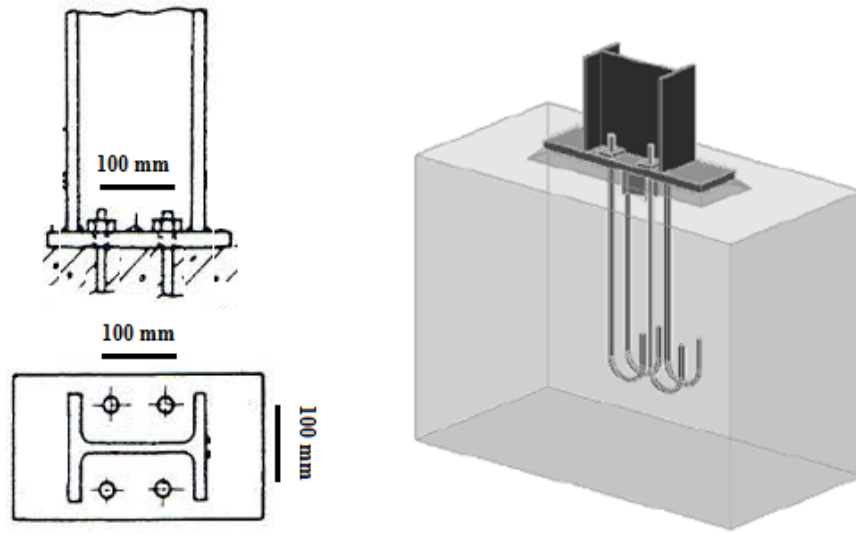
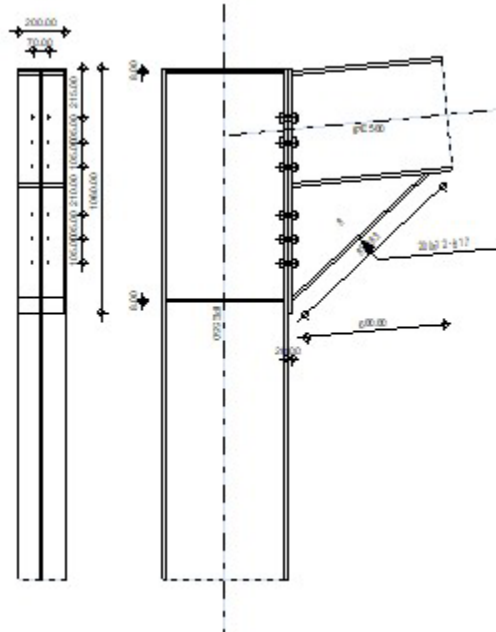


Figure X.11. Pied de poteau articulé avec 04 boulons d'ancrage

7. Les vérifications des assemblages avec logiciel robot structural :

7.1. Vérification de l'assemblage poteau-traverse

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	OK Ratio 0,08
---	---	---



GÉNÉRAL

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 24
 Barres de la structure: 12, 19

GÉOMÉTRIE

POTEAU

Profilé: IPE 550
 Barre N°: 12

$\alpha =$	-90,00	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	550,00	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	210,00	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	11,10	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	17,20	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	24,00	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	134,42	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	67116,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 500
 Barre N°: 19
 $\alpha = 5,44$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 500,00$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 200,00$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 10,20$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 16,00$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 21,00$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 21,00$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 115,52$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 48198,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
 $d = 18,00$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 16588,800$ [daN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 215,00$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 70,00$ [mm]
 Entraxe $p_i = 105,00; 105,00; 210,00; 105,00; 105,00$ [mm]

PLATINE

$h_p = 1060,00$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 200,00$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20,00$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: ACIER
 $f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d = 200,00$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 12,00$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 500,00$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 8,00$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 600,00$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 42,99$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER
 $f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 515,60$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 99,45$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8,00$ [mm] Epaisseur du raidisseur

$h_{su} = 515,60$ [mm] Hauteur du raidisseur
 Matériau: ACIER
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance
Inférieur
 $h_{sd} = 515,60$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 99,45$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8,00$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: ACIER
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 8,00$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 12,00$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 8,00$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5,00$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$\gamma_{M0} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 12: COMB12 poteau traverse 2 elu $(1+2+3+4)*1.35+(5+6)*1.50$

$M_{b1,Ed} = 23,41$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 1396,268$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = -796,259$ [daN] Effort axial dans la poutre droite
 $M_{c1,Ed} = -23,67$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur
 $V_{c1,Ed} = -600,992$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
 $N_{c1,Ed} = -1906,062$ [daN] Effort axial dans le poteau inférieur

RÉSULTATS

RÉSISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 115,52$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]
 $N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $N_{cb,Rd} = 246792,727$ [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 99,87$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$
 $V_{cb,Rd} = 123185,133$ [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
 $V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,01 < 1,00$ **vérifié** (0,01)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 2194,12$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{b,pl,Rd} = 468,74$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 4737,15$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 1012,03$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 1012,03$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 986,02$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 102637,220$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 5,44$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 42,99$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 238,63$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 59,87$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,91$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 11,04$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd1} = 56613,207$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 426,00$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 0,97$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,82$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2} = 46169,726$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$

$F_{c,wb,Rd3} = 64090,909$ [daN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$

$F_{c,wb,Rd,low} = 46169,726$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

RÉSISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 23,41$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = -600,992$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = 0,000$ [daN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$z = 736,56$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed} = 3479,256$ [daN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} = 72,35$ [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc} = 72,35$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$d_s = 1032,00$ [mm] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,fc,Rd} = 3,65$ [kN*m] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,stu,Rd} = 0,79$ [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,sti,Rd} = 0,79$ [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$

$V_{wp,Rd} = 81169,847$ [daN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,04 < 1,00$ **vérifié** (0,04)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 11,10$	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 296,35$	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 72,35$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,89$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 9,66$	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 15,91$	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} = 96382,962$	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 467,60$	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 1,05$		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,77$		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 7,51$		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s = 1,00$		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} = 82249,757$	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$			
$F_{c,wc,Rd} = 82249,757$	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 11,10$	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 296,01$	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 72,35$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,89$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 9,66$	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 15,91$	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} = 96327,502$	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 467,60$	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 1,04$		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,77$		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 7,51$		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s = 1,00$		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} = 82227,624$	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$			
$F_{c,wc,Rd,upp} = 82227,624$	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	10,25	-	70,00	-	105,00	64,40	82,00	64,40	82,00	137,20	70,25	70,25	70,25
2	10,25	-	70,00	-	105,00	64,40	128,50	64,40	128,50	210,00	105,00	105,00	105,00
3	10,25	-	70,00	-	157,50	64,40	128,50	64,40	128,50	315,00	157,50	157,50	157,50
4	10,25	-	70,00	-	157,50	64,40	128,50	64,40	128,50	315,00	157,50	157,50	157,50

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
5	10,25	-	70,00	-	105,00	64,40	128,50	64,40	128,50	210,00	105,00	105,00	105,00
6	10,25	-	70,00	-	105,00	64,40	82,00	64,40	82,00	137,20	70,25	70,25	70,25

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	20,85	-	65,00	-	105,00	131,00	162,32	131,00	162,32	170,50	132,50	132,50	132,50
2	20,85	-	65,00	-	105,00	131,00	164,65	131,00	164,65	210,00	105,00	105,00	105,00
3	20,85	-	65,00	-	157,50	131,00	164,65	131,00	164,65	315,00	157,50	157,50	157,50
4	20,85	-	65,00	-	157,50	131,00	164,65	131,00	164,65	315,00	157,50	157,50	157,50
5	20,85	-	65,00	-	105,00	131,00	164,65	131,00	164,65	210,00	105,00	105,00	105,00
6	20,85	-	65,00	-	105,00	131,00	164,65	131,00	164,65	170,50	134,82	134,82	134,82

- m – Distance du boulon de l'âme
m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
p – Entraxe des boulons
l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \min (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 92339,451 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 16588,800 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 25560,903 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

F_{t,fc,Rd} – résistance de la semelle du poteau à la flexion
F_{t,wc,Rd} – résistance de l'âme du poteau à la traction
F_{t,ep,Rd} – résistance de la platine fléchie à la flexion
F_{t,wb,Rd} – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \min (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \min (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	15176,195	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(1)} = 29667,943	29667,943	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(1)} = 15176,195	15176,195	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(1)} = 33177,600	33177,600	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(1)} = 28545,729	28545,729	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 51121,805	51121,805	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V _{wp,Rd/β} = 81169,847	81169,847	Panneau d'âme - compression

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{c,wc,Rd} = 82249,757$	82249,757	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 102637,220$	102637,220	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 46169,726$	46169,726	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min}(F_{t2,Rd,comp})$	15176,195	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 33177,600$	33177,600	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 15176,195$	15176,195	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 33177,600$	33177,600	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 28545,729$	28545,729	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 51121,805$	51121,805	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 81169,847 - 15176,195$	65993,652	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 82249,757 - 15176,195$	67073,561	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 102637,220 - 15176,195$	87461,025	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 46169,726 - 15176,195$	30993,530	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 60877,403 - 15176,195$	45701,208	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 39732,814 - 15176,195$	24556,619	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 58496,331 - 15176,195$	43320,135	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 51753,762 - 15176,195$	36577,567	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 13156,701 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	15176,195	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 33177,600$	33177,600	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 15176,195$	15176,195	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 33177,600$	33177,600	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 28545,729$	28545,729	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 51121,805$	51121,805	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 81169,847 - 28332,896$	52836,951	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 82249,757 - 28332,896$	53916,860	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 102637,220 - 28332,896$	74304,324	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 46169,726 - 28332,896$	17836,829	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 66355,200 - 13156,701$	53198,499	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 56568,871 - 13156,701$	43412,170	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 99532,800 - 28332,896$	71199,904	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 68194,672 - 28332,896$	39861,776	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 60773,255 - 13156,701$	47616,554	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 57201,136 - 13156,701$	44044,435	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 91273,884 - 28332,896$	62940,987	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 86074,444 - 28332,896$	57741,548	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 11137,207 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 11137,207 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)] \text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

Ft4,Rd,comp - Formule	Ft4,Rd,comp	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	6699, 623	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 33177,600$	33177, 600	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 15176,195$	15176, 195	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 33177,600$	33177, 600	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 28545,729$	28545, 729	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 51121,805$	51121, 805	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 81169,847 - 39470,103$	41699, 744	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 82249,757 - 39470,103$	42779, 654	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 102637,220 - 39470,103$	63167, 117	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 46169,726 - 39470,103$	6699, 623	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 66355,200 - 11137,207$	55217, 993	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 65422,351 - 11137,207$	54285, 144	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 99532,800 - 24293,908$	75238, 892	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 80261,829 - 24293,908$	55967, 922	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 132710,400 - 39470,103$	93240, 297	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 88246,747 - 39470,103$	48776, 644	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 65555,106 - 11137,207$	54417, 899	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 68641,364 - 11137,207$	57504, 157	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 93550,808 - 24293,908$	69256, 900	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 91521,818 - 24293,908$	67227, 910	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 124051,436 - 39470,103$	84581, 334	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 120395,126 - 39470,103$	80925, 023	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

Ft5,Rd,comp - Formule	Ft5,Rd,comp	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	0, 000	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 33177,600$	33177, 600	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 15176,195$	15176, 195	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 33177,600$	33177, 600	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 28545,729$	28545, 729	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 51121,805$	51121, 805	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^4 F_{ti,Rd} = 81169,847 - 46169,726$	35000, 122	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 82249,757 - 46169,726$	36080, 031	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 102637,220 - 46169,726$	56467, 495	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 46169,726 - 46169,726$	0, 000	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 66355,200 - 6699,623$	59655, 577	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 56568,871 - 6699,623$	49869, 248	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 99532,800 - 17836,829$	81695, 971	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 80261,829 - 17836,829$	62425, 000	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 132710,400 - 30993,530$	101716, 870	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 91692,774 - 30993,530$	60699, 244	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 165888,000 - 46169,726$	119718, 274	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 97771,538 - 46169,726$	51601, 812	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 60773,255 - 6699,623$	54073, 632	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 57201,136 - 6699,623$	50501, 514	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 93550,808 - 17836,829$	75713, 978	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 91521,818 - 17836,829$	73684, 989	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 121546,510 - 30993,530$	90552, 979	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 114402,273 - 30993,530$	83408, 742	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 152047,138 - 46169,726$	105877, 413	Platine d'about - traction - groupe

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd}(5 + 4 + 3 + 2 + 1) - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 143275,580 - 46169,726$	97105,855	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	789,06	15176,195	29667,943	15176,195	33177,600	28545,729	33177,600	51121,805
2	684,06	13156,701	33177,600	15176,195	33177,600	28545,729	33177,600	51121,805
3	579,06	11137,207	33177,600	15176,195	33177,600	28545,729	33177,600	51121,805
4	369,06	6699,623	33177,600	15176,195	33177,600	28545,729	33177,600	51121,805
5	264,06	–	33177,600	15176,195	33177,600	28545,729	33177,600	51121,805
6	159,06	–	29667,943	15176,195	33177,600	28545,729	33177,600	51121,805

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 298,97 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,08 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,90 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 13191,673 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 16588,800 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 22600,800 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 22600,800 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	33177,600	-132,710	15176,195	1188,523	1055,813	25783,633
2	33177,600	-132,710	13156,701	1030,366	897,656	25873,468
3	33177,600	-132,710	11137,207	872,209	739,500	25963,302
4	33177,600	-132,710	6699,623	524,680	391,971	26160,703
5	33177,600	-132,710	0,000	0,000	-132,710	26383,346
6	33177,600	-132,710	0,000	0,000	-132,710	26383,346

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 156547,799 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

RÉSISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 247,56 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 101,71 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 145,84 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 255526,00 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

RÉSISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	247,56	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} =$	3,65	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	3,54	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	0,96	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	7,29	< 365,00	vérifié	(0,02)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	7,27	< 365,00	vérifié	(0,02)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	3,65	< 262,80	vérifié	(0,01)

RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4,00	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	13,00	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	18,00	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	60,70	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	5,06	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Somme	22,90	1334,23
1	789,06	0,97	273,88	104,07	0,81	6,36	501,62
2	684,06	0,97	273,88	83,42	0,80	5,50	376,28
3	579,06	0,97	273,88	104,07	0,81	4,67	270,15
4	369,06	0,97	273,88	104,07	0,81	2,97	109,74
5	264,06	0,97	273,88	83,42	0,80	2,12	56,07
6	159,06	0,97	273,88	104,07	0,81	1,28	20,38

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j^2 / \sum k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 582,60 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 3,93 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 72,35 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 582,60 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 4,72 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 152854,55 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 152854,55 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 63975,18 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 3998,45 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

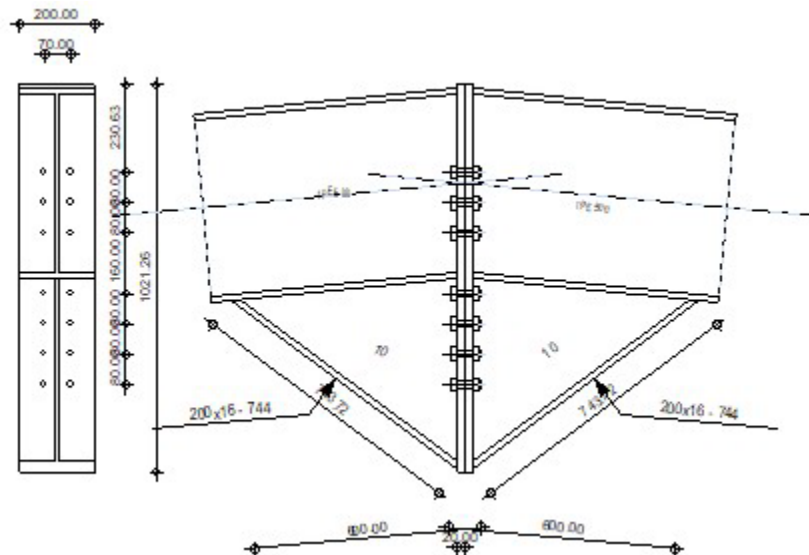
REMARQUES

Pince du boulon trop grande.	215,00 [mm] > 120,00 [mm]
Entraxe des boulons trop grand.	210,00 [mm] > 200,00 [mm]
Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre	8,00 [mm] < 10,20 [mm]
Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre	12,00 [mm] < 16,00 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,08
--	-------	------

7.2. Vérification de l'assemblage traverse-traverse (faitage)

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	
		Ratio 0,04



GÉNÉRAL

Assemblage N°: 2
Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
Noeud de la structure: 35

Assemblage N°: 2
Barres de la structure: 18, 19

GÉOMÉTRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé: IPE 500
Barre N°: 18
 $\alpha = -174,56$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 500,00$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbl} = 200,00$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbl} = 10,20$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbl} = 16,00$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{bl} = 21,00$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{bl} = 115,52$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbl} = 48198,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: IPE 500
Barre N°: 19
 $\alpha = -5,44$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{br} = 500,00$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbr} = 200,00$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbr} = 10,20$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbr} = 16,00$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{br} = 21,00$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{br} = 115,52$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbr} = 48198,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 18,00$ [mm] Diamètre du boulon
Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 16588,800$ [daN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 7$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 230,63$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 70,00$ [mm]
Entraxe $p_i = 80,00; 80,00; 160,00; 80,00; 80,00; 80,00$ [mm]

PLATINE

$h_{pr} = 1021,26$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_{pr} = 200,00$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{pr} = 20,00$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: ACIER
 $f_{ypr} = 235,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_{rd} = 200,00$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{frd} = 16,00$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_{rd} = 500,00$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wrd} = 10,00$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_{rd} = 600,00$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha_d = 36,57$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER
 $f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 8,00$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 12,00$ [mm] Soudure semelle
 $a_{fd} = 5,00$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$\gamma_{M0} = 1,10$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} = 1,10$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} = 1,10$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 12: COMB12 poteau traverse 2 elu $(1+2+3+4)*1.35+(5+6)*1.50$

$M_{b1,Ed} = 14,95$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 1583,285$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = -1035,291$ [daN] Effort axial dans la poutre droite

RÉSULTATS

RÉSISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 115,52$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]
 $N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $N_{cb,Rd} = 246792,727$ [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 109,87$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$
 $V_{cb,Rd} = 135519,434$ [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
 $V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,01 < 1,00$ **vérifié** (0,01)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 2194,12$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 468,74$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 5038,26$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 1076,35$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 1076,35$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 984,27$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 109356,200$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 5,44$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 36,57$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 242,85$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 59,87$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,90$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 7,50$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd1} = 57433,214$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 426,00$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 0,98$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,81$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2} = 46534,430$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$

$F_{c,wb,Rd3} = 85454,545$ [daN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$

$F_{c,wb,Rd,low} = 46534,430$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	20,85	-	65,00	-	80,00	131,00	162,32	131,00	162,32	145,50	120,00	120,00	120,00
2	20,85	-	65,00	-	80,00	131,00	164,65	131,00	164,65	160,00	80,00	80,00	80,00
3	20,85	-	65,00	-	120,00	131,00	164,65	131,00	164,65	240,00	120,00	120,00	120,00
4	20,85	-	65,00	-	120,00	131,00	164,65	131,00	164,65	240,00	120,00	120,00	120,00
5	20,85	-	65,00	-	80,00	131,00	164,65	131,00	164,65	160,00	80,00	80,00	80,00
6	20,85	-	65,00	-	80,00	131,00	164,65	131,00	164,65	160,00	80,00	80,00	80,00
7	20,85	-	65,00	-	80,00	131,00	164,65	131,00	164,65	145,50	122,32	122,32	122,32

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

m	– Distance du boulon de l'âme
p	– Entraxe des boulons
$l_{eff,cp}$	– Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
$l_{eff,nc}$	– Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
$l_{eff,1}$	– Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
$l_{eff,2}$	– Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
$l_{eff,cp,g}$	– Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
$l_{eff,nc,g}$	– Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
$l_{eff,1,g}$	– Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
$l_{eff,2,g}$	– Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low})$$

$$N_{j,Rd} = 93068,861 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 16588,800 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 29721,980 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,fc,Rd} \quad \text{– résistance de la semelle du poteau à la flexion}$$

$$F_{t,wc,Rd} \quad \text{– résistance de l'âme du poteau à la traction}$$

$$F_{t,ep,Rd} \quad \text{– résistance de la platine fléchie à la flexion}$$

$$F_{t,wb,Rd} \quad \text{– résistance de l'âme à la traction}$$

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	28545,729	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 33177,600$	33177,600	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 28545,729$	28545,729	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 59443,960$	59443,960	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 109356,200$	109356,200	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 46534,430$	46534,430	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	15036,442	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 33177,600$	33177,600	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 28545,729$	28545,729	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 59443,960$	59443,960	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 109356,200 - 28545,729$	80810,471	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 46534,430 - 28545,729$	17988,701	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 55080,723 - 28545,729$	26534,994	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 43582,171 - 28545,729$	15036,442	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	2952,259	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 33177,600$	33177,600	Platine d'about - traction

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(3)} = 28545,729$	28545,729	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 59443,960$	59443,960	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 109356,200 - 43582,171$	65774,029	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 46534,430 - 43582,171$	2952,259	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 55080,575 - 15036,442$	40044,133	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 43581,818 - 15036,442$	28545,376	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 84442,668 - 43582,171$	40860,496	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 69731,262 - 43582,171$	26149,091	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	0,000	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 33177,600$	33177,600	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 28545,729$	28545,729	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 59443,960$	59443,960	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 109356,200 - 46534,430$	62821,770	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 46534,430 - 46534,430$	0,000	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 58723,890 - 2952,259$	55771,631	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 52298,182 - 2952,259$	49345,923	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 84442,520 - 17988,701$	66453,819	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 69730,909 - 17988,701$	51742,208	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 113804,613 - 46534,430$	67270,183	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 95880,353 - 46534,430$	49345,923	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	771,67	28545,729	-	-	33177,600	28545,729	33177,600	59443,960
2	691,67	15036,442	-	-	33177,600	28545,729	33177,600	59443,960
3	611,67	2952,259	-	-	33177,600	28545,729	33177,600	59443,960
4	451,67	-	-	-	33177,600	28545,729	33177,600	59443,960
5	371,67	-	-	-	33177,600	28545,729	33177,600	59443,960
6	291,67	-	-	-	33177,600	28545,729	33177,600	59443,960
7	211,67	-	-	-	33177,600	28545,729	33177,600	59443,960

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 342,34 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,04 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,92 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 13476,679 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 16588,800 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 26280,000 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 26280,000 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	33177,600	-147,899	28545,729	1246,238	1098,339	26316,010
2	33177,600	-147,899	15036,442	656,455	508,556	26658,251
3	33177,600	-147,899	2952,259	128,889	-19,010	26953,357

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
4	33177,600	-147,899	0,000	0,000	-147,899	26953,357
5	33177,600	-147,899	0,000	0,000	-147,899	26953,357
6	33177,600	-147,899	0,000	0,000	-147,899	26953,357
7	33177,600	-147,899	0,000	0,000	-147,899	26953,357

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \min(n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd}))$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{j,Rd} = 187741,045 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0,01 < 1,00$$

vérifié

$$(0,01)$$

RÉSISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 222,51 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 77,23 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 145,28 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 200317,29 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -3,25 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -3,25 \text{ [MPa]} \text{ Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 1,09 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \text{ Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 6,51 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 6,78 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 3,25 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 4,00 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 13,00 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 18,00 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 59,50 \text{ [mm]} \text{ Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 5,16 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Somme	155,54	8792,56
1	771,67	∞	∞	95,34	4,66	35,95	2774,00
2	691,67	∞	∞	63,56	4,44	30,72	2124,81
3	611,67	∞	∞	95,34	4,66	28,49	1742,92
4	451,67	∞	∞	95,34	4,66	21,04	950,35
5	371,67	∞	∞	63,56	4,44	16,51	613,53
6	291,67	∞	∞	63,56	4,44	12,95	377,84
7	211,67	∞	∞	97,18	4,67	9,88	209,11

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j}))$$

[6.3.3.1.(2)]

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$z_{eq} = 565,28$ [mm]	Bras de levier équivalent	[6.3.3.1.(3)]
$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$		
$k_{eq} = 27,52$ [mm]	Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons	[6.3.3.1.(1)]
$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 k_{eq}$		[6.3.1.(4)]
$S_{j,ini} = 1846437,68$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$\mu = 1,00$	Coefficient de rigidité de l'assemblage	[6.3.1.(6)]
$S_j = S_{j,ini} / \mu$		[6.3.1.(4)]
$S_j = 1846437,68$ [kN*m]	Rigidité en rotation finale	[6.3.1.(4)]
Classification de l'assemblage par rigidité.		
$S_{j,rig} = 63975,18$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} = 3998,45$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]
$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$	RIGIDE	

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

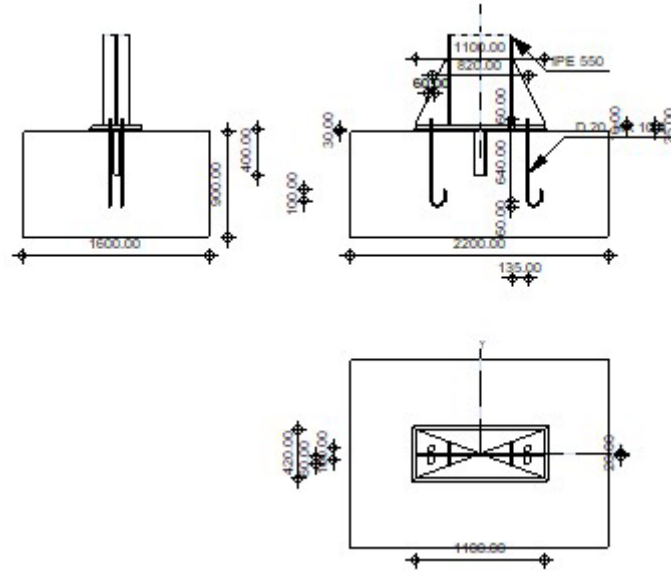
REMARQUES

Pince du boulon trop grande.	$230,63$ [mm] > $120,00$ [mm]
Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre	$10,00$ [mm] < $10,20$ [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	$0,04$
--	-------	--------

7.3. Vérification de l'assemblage au pied du poteau

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	OK
		Ratio 0,04



Général

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 23

Barres de la structure: 12

Géométrie

Poteau

Profilé: IPE 550

Barre N°: 12

$L_c = 7,0000$ [m] Longueur du poteau

Matériau: ACIER

Platine de prescellement

$l_{pd} = 1100,00$ [mm] Longueur

$b_{pd} = 420,00$ [mm] Largeur

$t_{pd} = 25,00$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER

$f_{ypd} = 235,00$ [MPa] Résistance

$f_{upd} = 365,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 **Classe de tiges d'ancrage**
 $f_{yb} =$ 900,00 [MPa] **Limite de plasticité du matériau du boulon**
 $f_{ub} =$ 1200,00 [MPa] **Résistance du matériau du boulon à la traction**
 $d =$ 20,00 [mm] **Diamètre du boulon**
 $n_H =$ 2 **Nombre de colonnes des boulons**
 $n_V =$ 2 **Nombre de rangées des boulons**
Ecartement $e_{Hi} =$ 820,00 [mm]
Entraxe $e_{Vi} =$ 100,00 [mm]

Bèche

Profilé: IPE 100

$l_w =$ 400,00 [mm] **Longueur**

Matériau: ACIER

$f_{yw} =$ 235,00 [MPa] **Résistance**

Raidisseur

$l_s =$ 1100,00 [mm] **Longueur**

$h_s =$ 550,00 [mm] **Hauteur**

$t_s =$ 20,00 [mm] **Epaisseur**

$d_1 =$ 20,00 [mm] **Grugeage**

$d_2 =$ 20,00 [mm] **Grugeage**

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$ 1,10 **Coefficient de sécurité partiel**

$\gamma_{M2} =$ 1,25 **Coefficient de sécurité partiel**

$\gamma_C =$ 1,50 **Coefficient de sécurité partiel**

Semelle isolée

$L =$ 2200,00 [mm] **Longueur de la semelle**

$B =$ 1600,00 [mm] **Largeur de la semelle**

$H =$ 900,00 [mm] **Hauteur de la semelle**

Béton

Classe BETON20

$f_{ck} =$ 20,00 [MPa] **Résistance caractéristique à la compression**

Mortier de calage

$t_g = 30,00$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

Soudures

$a_p = 6,00$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 4,00$ [mm] Bêche

$a_s = 4,00$ [mm] Raidisseurs

Efforts

Cas: 20: COMB8 poteau élu 1 $(1+2+3+4) \cdot 1.35 + (6+7+8) \cdot 1.50$

$N_{j,Ed} = -1905,812$ [daN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = -30,184$ [daN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = 376,798$ [daN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = -7,67$ [kN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = -0,27$ [kN*m] Moment fléchissant

Résultats

Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$c = 46,30$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$f_{jd} = 26,67$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$F_{c,Rd,n} = 431537,265$ [daN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 157279,781$ [daN] Résistance du béton à la flexion M_y [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 88606,579$ [daN] Résistance du béton à la flexion M_z [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$M_{c,Rd,y} = 1564,78$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 680,60$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,y} = 229911,891$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$M_{c,Rd,z} = 97,32$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,z} = 151,30$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,z} = 64321,454$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$$N_{j,Rd} = 431537,265 \text{ [daN]} \text{ Résistance de la semelle à l'effort axial} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$$F_{c,Rd,y} = 157279,781 \text{ [daN]} \text{ Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$$F_{c,Rd,z} = 64321,454 \text{ [daN]} \text{ Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

Zone tendue

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$$F_{t,Rd,s1} = 17992,800 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon à la rupture} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,s2} = 18375,000 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon à la rupture} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$$F_{t,Rd,s} = 17992,800 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon à la rupture}$$

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$$F_{t,Rd,p} = 9333,053 \text{ [daN]} \text{ Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$$N_{Rk,c}^0 = 37500,0 \text{ [daN]} \text{ Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$F_{t,Rd,c} = 16068,0 \text{ [daN]} \text{ Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

FENDAGE DU BETON

$$N_{Rk,c}^0 = 54305,801 \text{ [daN]} \text{ Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$F_{t,Rd,sp} = 19879,899 \text{ [daN]} \text{ Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$$F_{t,Rd} = 9333,053 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon d'ancrage à traction}$$

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

$$F_{t,pl,Rd,y} = 18666,106 \text{ [daN]} \text{ Résistance de la dalle pour le mode à la traction} \quad [6.2.4]$$

$$F_{t,pl,Rd,z} = 18666,106 \text{ [daN]} \text{ Résistance de la dalle pour le mode à la traction} \quad [6.2.4]$$

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$$F_{T,Rd,y} = 18666,106 \text{ [daN]} \text{ Résistance de la semelle dans la zone tendue} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$$

$$F_{T,Rd,z} = 18666,106 \text{ [daN]} \text{ Résistance de la semelle dans la zone tendue} \quad [6.2.8.3]$$

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \text{ (6.24)} \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$M_{j,Rd,y} = 584,46 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \text{ (6.23)} \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

$$M_{j,Rd,z} = 15,12 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \text{ (6.23)} \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

Cisaillement

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

$$F_{1,vb,Rd,y} = 36500,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 36500,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$$F_{2,vb,Rd} = 7479,504 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{v,Rd,sm} = 3365,992 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$$F_{v,Rd,cp} = 32136,015 \text{ [daN]} \text{ Résistance du béton à l'effet de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

ECRASMENT DU BORD DU BETON

$$F_{v,Rd,c,y} = 33751,906 \text{ [daN]} \text{ Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 38605,412 \text{ [daN]} \text{ Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$F_{f,Rd} = 571,744 \text{ [daN]} \text{ Résistance au glissement} \quad [6.2.2.(6)]$$

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$$F_{v,Rd,wg,y} = 74666,667 \text{ [daN]} \text{ Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 41066,667 \text{ [daN]} \text{ Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 88702,379 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd,z}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 55102,379 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

Contrôle des raidisseurs

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$$\sigma_d = 0,45 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_g = 1,40 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans les fibres supérieures} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\tau = 1,61 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle dans le raidisseur} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_z = 2,82 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0 \text{ (6.1)} \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$$\sigma_{\perp} = 2,94 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 2,94 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{y||} = -0,06 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{z||} = 0,36 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y||}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z||}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

Soudures verticales des raidisseurs

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$$\sigma_{\perp} = 4,27 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 4,27 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{||} = 4,02 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_z = 11,02 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte totale équivalente} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{||} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

Soudures horizontales des raidisseurs

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	5,69	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	5,69	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	4,67	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	13,96	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,04 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$				

Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$k_{13,y} =$	20,42	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$k_{15,y} =$	37,83	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} =$	1,67	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,33		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	605164,98	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	604048,50	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} \geq S_{j,rig,y}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} =$	20,42	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$k_{15,z} =$	37,83	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} =$	1,67	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	1,67		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	49093,20	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	24008,22	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Composant le plus faible:

RAIDISSEUR - SOUDURES HORIZONTALES

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,04
---	-------	------

CHAPITRE XI

FONDATION

1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque, de leur bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :
Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
Transmettre ces charges et surcharges au sol dans les bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

La fondation doit être en équilibre sous :
Les sollicitations dues à la superstructure.
Les sollicitations dues au sol.

2. Les types des fondations :

Fondation superficielle :

Semelle isolée sous Poteau.

Semelle filante continue sous mur.

Semelle filante sous plusieurs poteaux.

Radiers généraux ou nervurés.

Fondation profonde : (semelle sous pieux).

3. Choix des fondations :

Un certain nombre des problèmes se pose, lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

La nature et le poids de la superstructure.

La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction

La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît : -La superstructure et ces charges.

Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol = **0.2MPa**)

4. Etude des semelles :

La semelle est soumise à :

- Un effort normal centré N
- Un moment de flexion M rapporté au centre de gravité de la section de béton seul à la base du poteau.

Les dimensions de la semelle doivent être homothétiques avec celles de la plaque d'assise (Platine), soit :

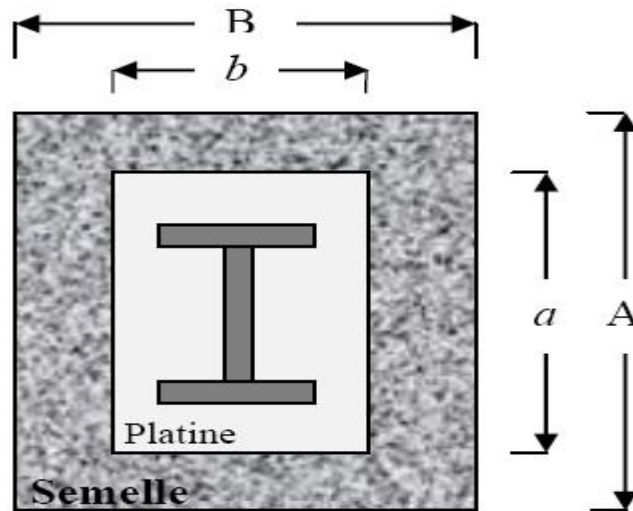


Figure.XI.1. Semelle isolée

4.1. Charges à prendre en considération

Tableau XI.1. Tableaux de l'effort normal.

	Effort	ELU (sous la combinaison 1.35G+1.35 (N+Q))
	$M_{y,sd}$ (daN.m)	757
Semelles	N_{sd} (daN)	8474.905
	$V_{z,sd}$ (daN)	2156.83
$\overline{\sigma}_{sol}$	$2 \text{ bar} = 0.2 \text{ Mpa} = 20000 \text{ daN/m}^2$	

4.2. Dimensionnement de la semelle :**a) Détermination de A et B :**

$$\frac{Ns}{S} < \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = k$$

$$A = k.B \rightarrow S = k.B^2$$

$$\frac{Ns}{kB^2} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{Ns}{\sigma_{sol} * k}}$$

On a

$$a = 620 \text{ mm} ; b = 280 \text{ mm}$$

$$k = 280/620 = 0.45$$

$$B \geq \sqrt{\frac{8474.905}{20000 * 0.45}} \geq 0.970 \text{ m} \approx 1.2 \text{ m}$$

$$A = 1.80 \text{ m}$$

La hauteur est donnée par la condition de rigidité

$$h \geq \max\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) + c$$

$$d = \frac{A-a}{4} = \frac{1.80-0.620}{4} = 30 \text{ cm}$$

$$h \geq \max\left(\frac{1.80-0.620}{4}; \frac{1.20-0.280}{4}\right) + 0.05 = 2 \text{ cm}$$

On prend $h = 35 \text{ cm}$

La longueur d'encrage $l = 1 \text{ m}$

$$h_1 : \text{hauteur de l'amorce de poteau } h_1 = 1 - 0.35 = 0.65 \text{ m}$$

b) Vérification en tenant compte du poids de la semelle

$$\text{On a } N_t = N + 1.35P_s$$

Avec : P_s : poids de la semelle

$$P_s = \gamma_b * V_{semelle} = 25 * (0.35 * 1.8 * 1.2) = 18.9 \text{ KN}$$

$$N_t = N + 1.35P_s = 84.74 + 1.35 * 18.9 = 110.25 \text{ KN}$$

$$M_e = V * h = 2156.83 * 1.35 = 2911.72 \text{ daN.m} = 29.11 \text{ kN.m}$$

$$M_t = M_e + M = 29.11 + 12.91 = 42.02 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifier la condition suivant $\sigma \leq \bar{\sigma}$

$$\sigma = \frac{N_t}{A.B} \left(1 + \frac{6.e}{A}\right)$$

$$e = \frac{Mt}{Nt} = \frac{42.02}{110.25} = 0.11 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{110.25}{1.2 \times 1.8} \left(1 + \frac{6 \times 0.11}{1.80} \right) = 0.070 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 0.2 \text{ MPa} \rightarrow \text{verifier}$$

c) Vérification de la stabilité au renversement

Selon BAEL

$$e \leq \frac{A}{6} \rightarrow \frac{M}{N} \leq \frac{A}{6}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{12.91}{110.25} = 0.11 \text{ m} \leq \frac{A}{6} = 0.3 \text{ m} \quad \text{verifier}$$

d) Ferrailage de la semelle (BAEL 91)

ELU

$$e = \frac{M}{N} = \frac{12.91}{110.25} = 0.11 \text{ m} < \frac{A}{6} = 0.3 \text{ m} \quad \text{diagramme trapézoïdale}$$

$$\sigma_{max} = \frac{Nt}{A.B} \left(1 + \frac{6.e}{A} \right) = \frac{110.25}{1.2 \times 1.8} \left(1 + \frac{6 \times 0.11}{1.8} \right) = 0.070 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{Nt}{A.B} \left(1 - \frac{6.e}{A} \right) = \frac{110.25}{1.8 \times 1.2} \left(1 - \frac{6 \times 0.11}{1.8} \right) = 0.032 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times (\sigma_{min} + \sigma_{max})}{4} = \frac{3 \times (0.070 + 0.032)}{4} = 0.076 \text{ Mpa}$$

$$N' = \sigma_{moy} \times A \times B = 0.076 \times 1.2 \times 1.8 \times 10^3 = 164.16 \text{ kN}$$

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right) = \min \left(\frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \sqrt{1.6 \cdot 2.1} \right) = 201.63 \text{ mpa}$$

Dou ;

$$A_{st/A} = \frac{N' \cdot (A-a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{164.16 \cdot (1.8 - 0.620)}{8 \cdot 0.30 \cdot 201.63} \cdot 10 = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_{st/B} = \frac{N' \cdot (B-b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{164.16 \cdot (1.2 - 0.28)}{8 \cdot 0.30 \cdot 201.63} \cdot 10 = 3.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot B \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 1.2 \cdot 0.30 \cdot \frac{2.1}{400} = 5.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{st/A} < A_{min}$$

$$A_{st/B} < A_{min}$$

Donc on va ferrailer avec A_{min}

On envisage des barres de diamètre 12 mm espacer de 14 cm soit un total 8 barres

e) Ancrage des barres

La longueur d'ancrage est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{f_e \cdot \emptyset}{4 \cdot \tau}$$

$$\psi = 1.5 \rightarrow HA$$

l_s longueur de scellement

$$\tau = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = 37.32 \text{ cm}$$

$$0.125A \leq l_s \leq 0.25A$$

$$0.125 \cdot 1.8 \leq l_s \leq 0.25 \cdot 1.8$$

$$22.5 \leq l_s \leq 45$$

Donc, toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets

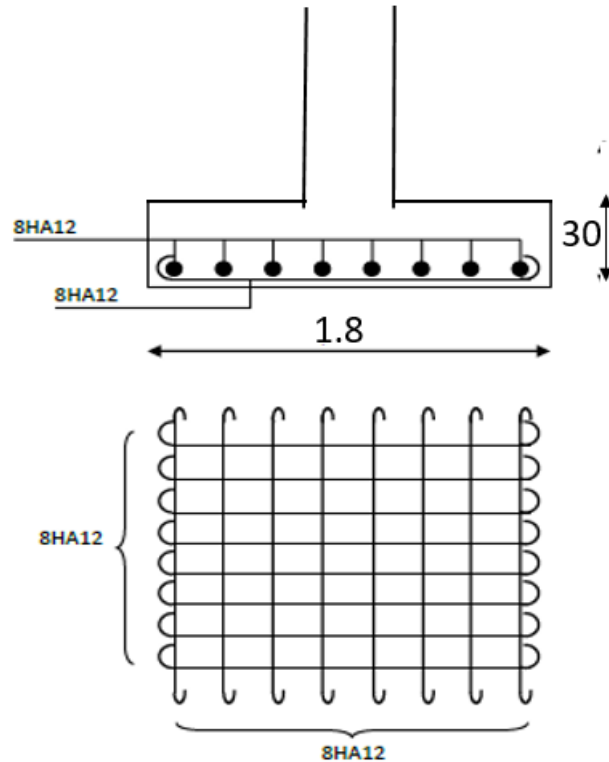


Figure.XI.2. Disposition des barres de ferrailage

f) Ferrailage du fût :

Les fondations sont ancrées à D= 2m ; l'assemblage platine massif doit être au-dessus du sol, donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension .80*80 cm²

Le fût est soumis à un effort normal et un effort tranchant plus un moment .il est sollicité en flexion composée.

Le fût est soumis à des sollicitations suivantes

$$M= 1291 \text{ daN.m}$$

$$N=8474.905 \text{ daN}$$

$$V=2156.83 \text{ daN}$$

Les sollicitations de calculs sont

$$N' = N + 1.35P$$

P : poids propre de fût.

$$P = \gamma_b * V_{fut} = 25 * (0.35 * 1 * 1.65) = 14.43 \text{ KN}$$

$$N' = 84.74 + 1.35 * 14.43 = 104.22 \text{ KN}$$

$$M' = M + V * H = 12.91 + 21.56 * 1.65 = 48.48 \text{ KN.m}$$

$$M = M' = 48.48 \text{ KN.m}$$

$$N = N' = 104.22 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{48.48}{104.22} = 4.65 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{80}{6} = 13.33 \text{ cm}$$

D'où $e < \frac{h}{6}$ section entièrement comprimée

$$d = 0.8 - C' = 0.75 \text{ m}$$

$$M_{ua} = M + N * (d - \frac{h}{2}) = 12.91 + 84.74(0.75 - 0.4) = 42.569 \text{ KN.m}$$

$$N * (d - c') - M_{ua} = 84.74(0.75 - 0.05) - 42.59 = 16.72 \text{ KN.m}$$

$$(0.5 * h - c') * f_{bu} * b * h = (0.5 * 0.8 - 0.05) * 14.16 * 10^3 * 0.8 * 0.8 = 3534.33 \text{ KN.m}$$

$$3534.33 \text{ KN.m} > 16.72 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} A' = \frac{N - \psi * b * h * f_{bu}}{f_{st}} \\ A = 0 \end{cases}$$

Avec

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N * (d - c') - M_{ua}}{b * h^2 * f_{bu}}}{0.857 - \frac{c'}{h}} = \frac{0.357 + \frac{84.74 * (0.75 - 0.05) - 42.56}{0.8 * 0.8^2 * 14.16 * 10^3}}{0.857 - \frac{0.05}{0.8}} = 0.45$$

$$A' = \frac{84.74 - 0.45 * 0.8 * 0.8 * 14.16 * 10^3}{348 * 10^3} * 10^4 = -114 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A^{\min} = 0.9\% * b * h \rightarrow \text{RPA art 7.4.2.1}$$

$$A^{\min} = 0.9\% * ((80 * 80) - (50 * 50)) = 35.1 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec une double nappe $A_{\min}$ soit 16HA12 = 18.10 cm²

• Armatures transversales

Soit des cadres de diamètres 8 dont l'espacement maximal est donné par le RPA

$$S \leq 15 * \phi l = 37.5 \quad ; \text{ On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

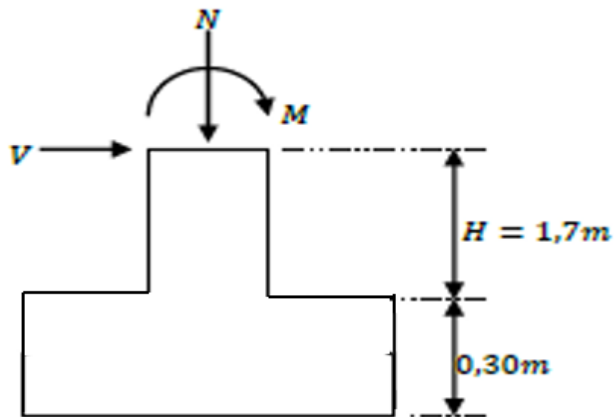


Figure.XI.3. Dimensions de fût

5. Calculs des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

5.1. Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : **(25 x 30) cm²**

5.2. Calcul du ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left[\frac{N}{\alpha} \right]; 20 \text{ KN}$$

Avec :

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré $\alpha = 10$ (site S3, zone III).

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés (N = 56.43 KN).

$$F = 5.643 \text{ KN}; 20 \text{ KN}$$

a) Calcul ferrailage

$$A_{St} = \frac{F}{\sigma_{St}} = \frac{20 \times 10}{347.83} = 0.57 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0.6\%B = 0.6\% (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$$

Donc : On prend **6HA12** avec : $A_{St} = A_{min} = 6.78 \text{ cm}^2$

b) Vérification de condition de non-fragilité :

$$A_{St} \geq B \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{St} = 6.78 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{St} \geq B \times \frac{f_{tj}}{f_e} = (25 \times 30) \times \frac{2.1}{400} = 3.94 \text{ cm}^2$$

c) Calcul d'armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_{min}; b/10) \Rightarrow \varphi_t \leq \min(8.5; 10; 25) \leq 10 \text{ mm}$$

Alors on prend : $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

d) Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20; 15\varphi_t) \rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm}; 15 \times 1 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm}; 15 \text{ cm})$$

Alors on adopte un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

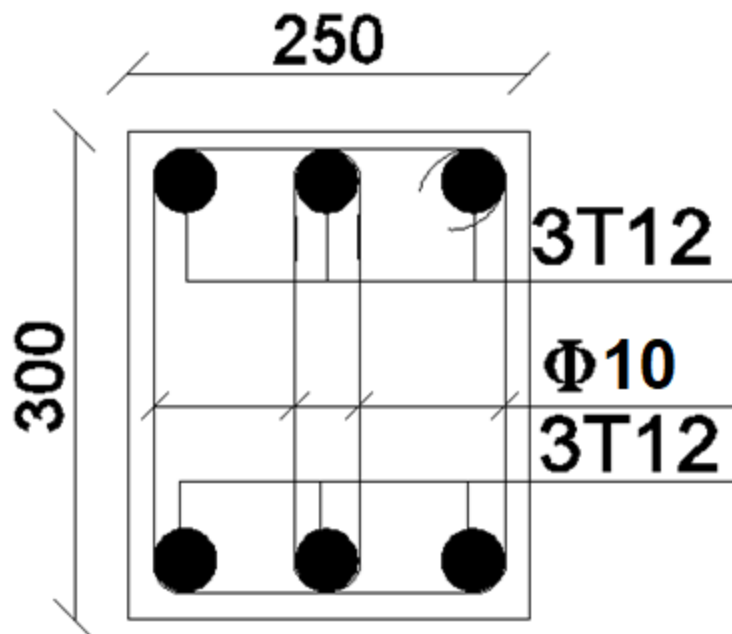


Figure.XI.4. Ferrailage des longrines.

Conclusion générale

Ce projet m'a donné l'opportunité d'utiliser les connaissances acquises tout au long de mon parcours universitaire dans le but de traiter un thème très intéressant pour cette dernière étape de ma formation d'ingénieur en génie civil.

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet m'a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part.

Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul numérique des structures.

Cela s'est avéré très fructueux, car il m'aura permis de me spécialiser encore d'avantage dans l'étude de chaque élément constituant un hangar, de me frotter aux différents défis rencontrés par mes confrères ingénieurs

Bibliographie

Règlement neige et vent version 2013

Calcul des Eléments de construction Métallique de Lahlou DAHMANI. Selon l'Eurocode 3, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2ème Edition 2022.

Eurocode3, les normes Européennes de conception, de dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.

Calcul des constructions mixtes acier-béton d'après l'Eurocode 04.

Manuel de calcul des poutres et dalles mixtes qui s'est inspiré de l'Eurocode 1994-1-1.

Document technique réglementaire DTR B.C. 2.2

Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003

Béton armé aux états limites « BAEL 91 / Version 99 ».

Règles de calcul des fondations superficielles « D.T.R-B.C-13.12 ».

Catégories de terrain

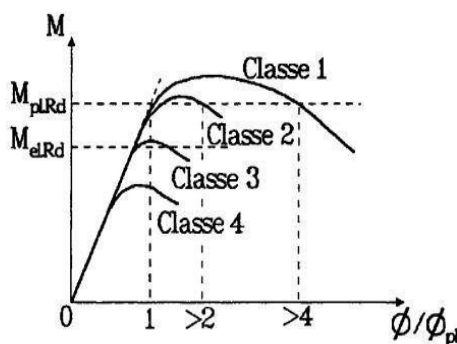
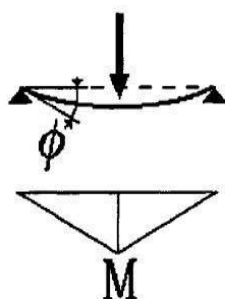
Catégorie de terrain	K_T	$z_0 (m)$	$z_{\min} (m)$	ε
0 mer, ou zone côtière exposée aux vents de mer.	0.156	0.003	1	0.38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tout obstacle.	0.170	0.01	1	0.44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins de 20 fois leur hauteur.	0.190	0.05	2	0.52
III Zones à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus de 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0.215	0.3	5	0.61
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0.234	1	10	0.67

Principe de classification des sections (cas de la flexion simple)

(1) Quatre classes de sections transversales sont définies:

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

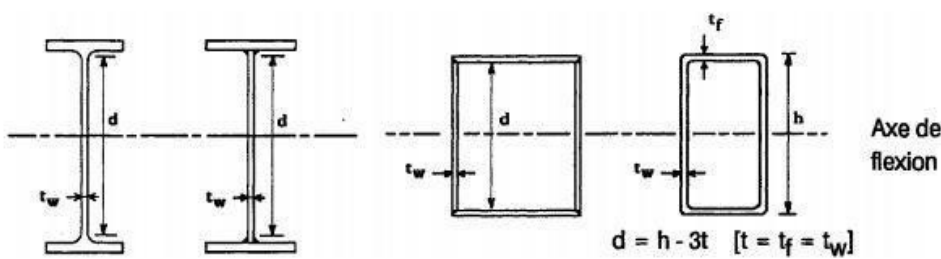
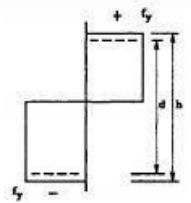
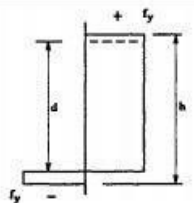
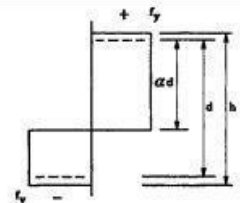
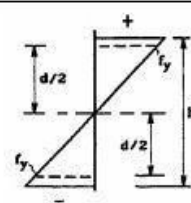
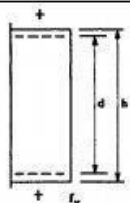
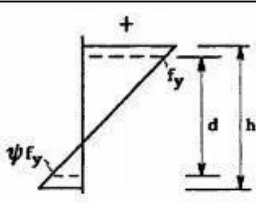
(1) C Des lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées ci-dessous, mettant en évidence la résistance et la capacité de rotation qui peuvent être atteintes avant apparition du phénomène de voilement local (correspondant à l'affaissement de la loi de comportement), tout risque de déversement étant empêché.



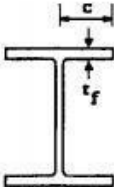
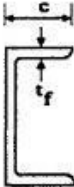
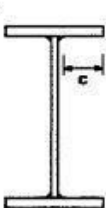
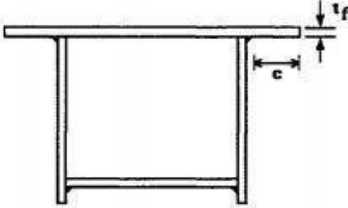
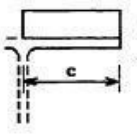
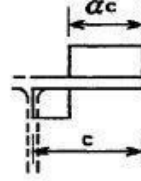
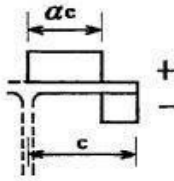
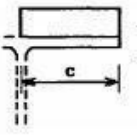
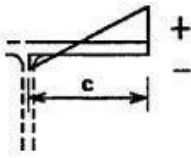
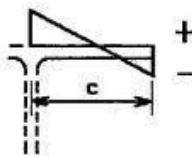
Activer Windows

Accédez aux paramètres de l'ordinateur

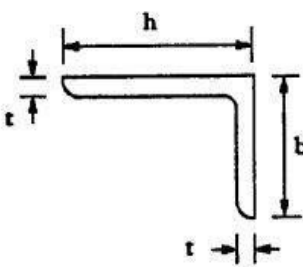
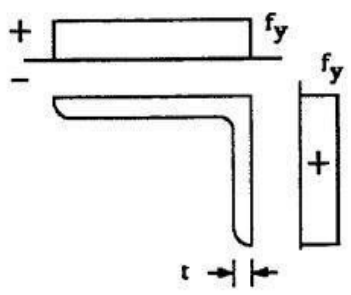
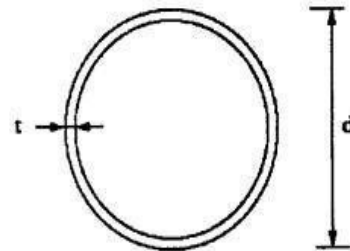
Rapports largeur/épaisseur maximaux pour âmes

Tableau 5.3.1 (Feuille 1)		Rapports largeur maximaux pour parois comprimées			
(a) <u>Ames</u> : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)					
					
Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composée		
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	$d/t_w \leq 72 \varepsilon$	$d/t_w \leq 33 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \varepsilon / \alpha$		
2	$d/t_w \leq 83 \varepsilon$	$d/t_w \leq 38 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \varepsilon / \alpha$		
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	$d/t_w \leq 124 \varepsilon$	$d/t_w \leq 42 \varepsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \varepsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \varepsilon (1 - \psi) / \sqrt{-\psi}$		
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	235	275	355	
	ε	1	0,92	0,81	

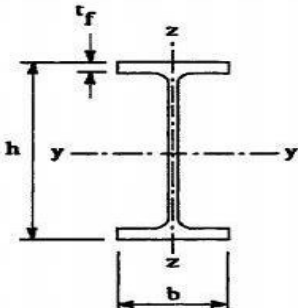
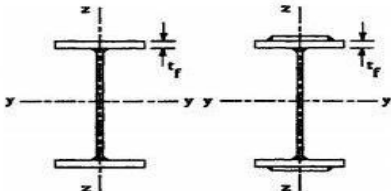
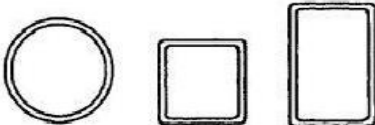
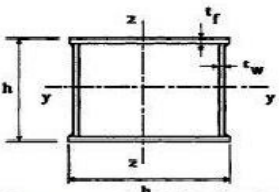
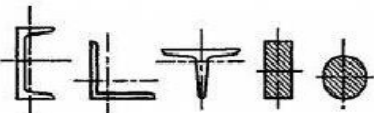
Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois de semelles en console

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

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois de semelles en console

d) <u>Cornières</u>				(Ne s'applique pas aux cornières en contact continu avec d'autres composants)	
Se référer aussi à (c) "Parois de semelles en console" (voir feuille 3)					
Classe	Section comprimée				
Distribution de contraintes dans la section (compression positive)					
(e) <u>Sections tubulaires</u>					
Classe	Section fléchiée et/ou comprimée				
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$				
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$				
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$				
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	
	ϵ	1	0,92	0,81	
	ϵ^2	1	0,85	0,66	

Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	a b b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud formées à froid - en utilisant f_{yb} *) formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit quel qu'il soit quel qu'il soit	a b c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous) Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	quel qu'il soit $y - y$ $z - z$	b c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c
*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2			

Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe a

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe b

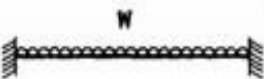
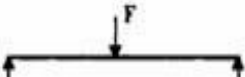
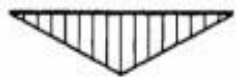
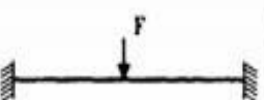
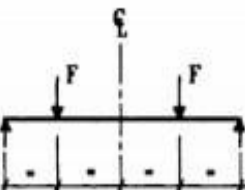
λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

Section en cm² de N armatures de diametre Ø(mm)

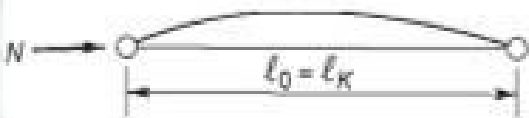
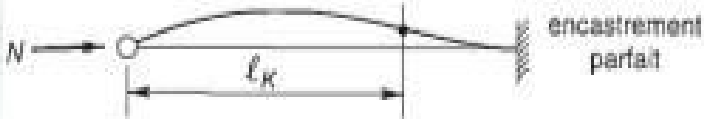
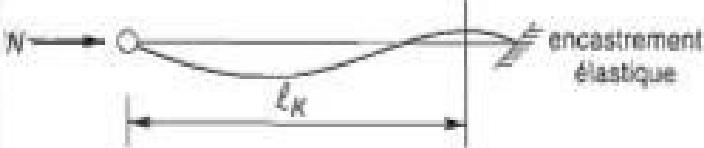
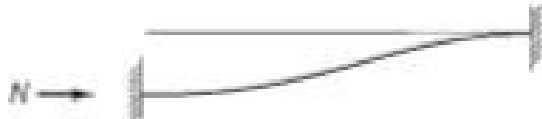
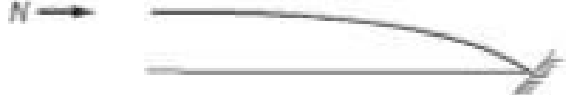
Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Tableau F.1.2

Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k ,
dans le cas de charges transversales

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Valeur de longueur de flambement en fonction de longueur d'appuis

Conditions d'appuis	m	ℓ_K
• Sans déplacements des extrémités		
	1	ℓ_0
	2	$0,7 \ell_0$
	4	$0,5 \ell_0$
	$1 < m < 2$	$> 0,7 \ell_0$
• Avec liberté de déplacements aux extrémités		
	$\frac{1}{4}$	$2 \ell_0$
	1	ℓ_0
	$m < \frac{1}{4}$	$> 2 \ell_0$

Coefficient de topographie

Site	C_t
Site plat	1
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des vallées avec effet d'entonnoir	1.3
Site aux alentours des plateaux	1.15
Site aux alentours des collines	1.15
Site montagneux	1.5

Coefficient de pression extérieure pour les parois verticales

A		B		C		D		E	
$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5		+0.8	1.0	-0.3	

Coefficient de pression extérieure pour toiture à deux versants

Pente α	Zone pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$
5°	-1.7	-2.5	-1.2	-2.0	-0.6		-0.3		-0.3	
15°	-0.9	-2.0	-0.8	-1.5	-0.3		-0.4		-1.0	-1.5
	+0.2		+0.2		+0.2					
30°	-0.5	-1.5	-0.5	-1.5	-0.2		-0.4		-0.5	
	+0.7		+0.7		+0.4					
45°	+0.7		+0.7		+0.6		-0.2		-0.3	
60°	+0.7		+0.7		+0.7		-0.2		-0.3	
75°	+0.8		+0.8		+0.8		-0.2		-0.3	

Pente α	Zone pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$
5°	-1.6	-2.2	-1.3	-2.0	-0.7	-1.2	-0.5	
15°	-1.3	-2.0	-1.3	-2.0	-0.6	-1.2	-0.5	
30°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.8	-1.2	-0.5	
45°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.9	-1.2	-0.5	
60°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0	-0.5	
75°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0	-0.5	

Valeurs de coefficient de forme en fonction de la pente
Pour une toiture simple à deux versants sans obstacles
de retenue

(α) pente du versant (en $^\circ$)	$0 \leq \alpha \leq 15$	$15 < \alpha \leq 30$	$30 < \alpha < 60$	$\alpha \geq 60$
Coefficient μ_1	0.8	0.8	$0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0
Coefficient μ_2	0.8	$0.8 + 0.6 \left(\frac{\alpha - 15}{30} \right)$	$1.1 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Valeurs de la section de résistance A_s des boulons à la traction

Diamètre nominale du boulon $d(mm)$	14	16	18	20	22	24	27	30
Section résistante $A_s(mm^2)$	115	157	192	245	303	353	459	561

Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier

Valeur de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	800	1000

Caractéristique mécanique des boulons HR

Appellation	$f_{ub}(N/mm^2)$	$f_{yb}(N/mm^2)$
HR 10.9	1000	900
HR 8.8	800	640

	M 12	M 16	M 20	M 24	M 27
Diamètre tige d (mm)	12	16	20	24	27
Diamètre Trou d (mm)	14	18	22	26	30
Section Tige A (mm ²)	113	201	314	452	573
Section Résistance A_s	84	157	245	353	459

Caractéristique des boulons

Boulons	Valeurs usuelles (mm)			Valeurs minimales (mm)		
	P_1, P_2	e_1	e_2	P_1, P_2	e_1	e_2
M 12	40	25	20	35	20	15
M 16	50	35	25	40	25	20
M 20	60	40	30	45	30	25
M 24	70	50	40	55	35	30
M 27	80	55	45	65	40	35

Tableau : entraxe des boulons et pincés

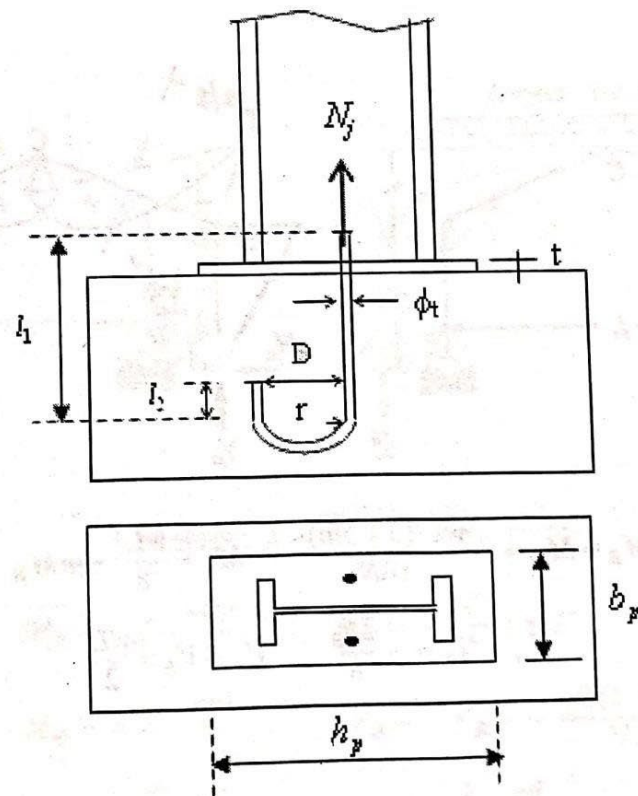
Diamètre nominal d_b (mm)	Aire nominale A (mm ²)	Aire résistante A_s (mm ²)
14	154	115
16	201	157
18	254	192
22	314	245
22	380	303
24	452	353

Les Dimensions des différents boulons

Valeurs des efforts normaux admissibles, $N_j^{\max}$ (daN) par tige d'ancrage et leurs diamètres donnés en fonction des caractéristiques de la tige et de la profondeur d'ancrage:

ϕ_t	D	l_1	l_2	l_f	$N_j^{\max}$
16	40	280	25	120	2170
20	50	280	32	120	3040
20	50	480	32	120	4420
24	70	500	40	160	6070
30	90	500	50	160	8580
33	100	700	55	160	12260

l_f : longueur filetée.



Poteau articulé

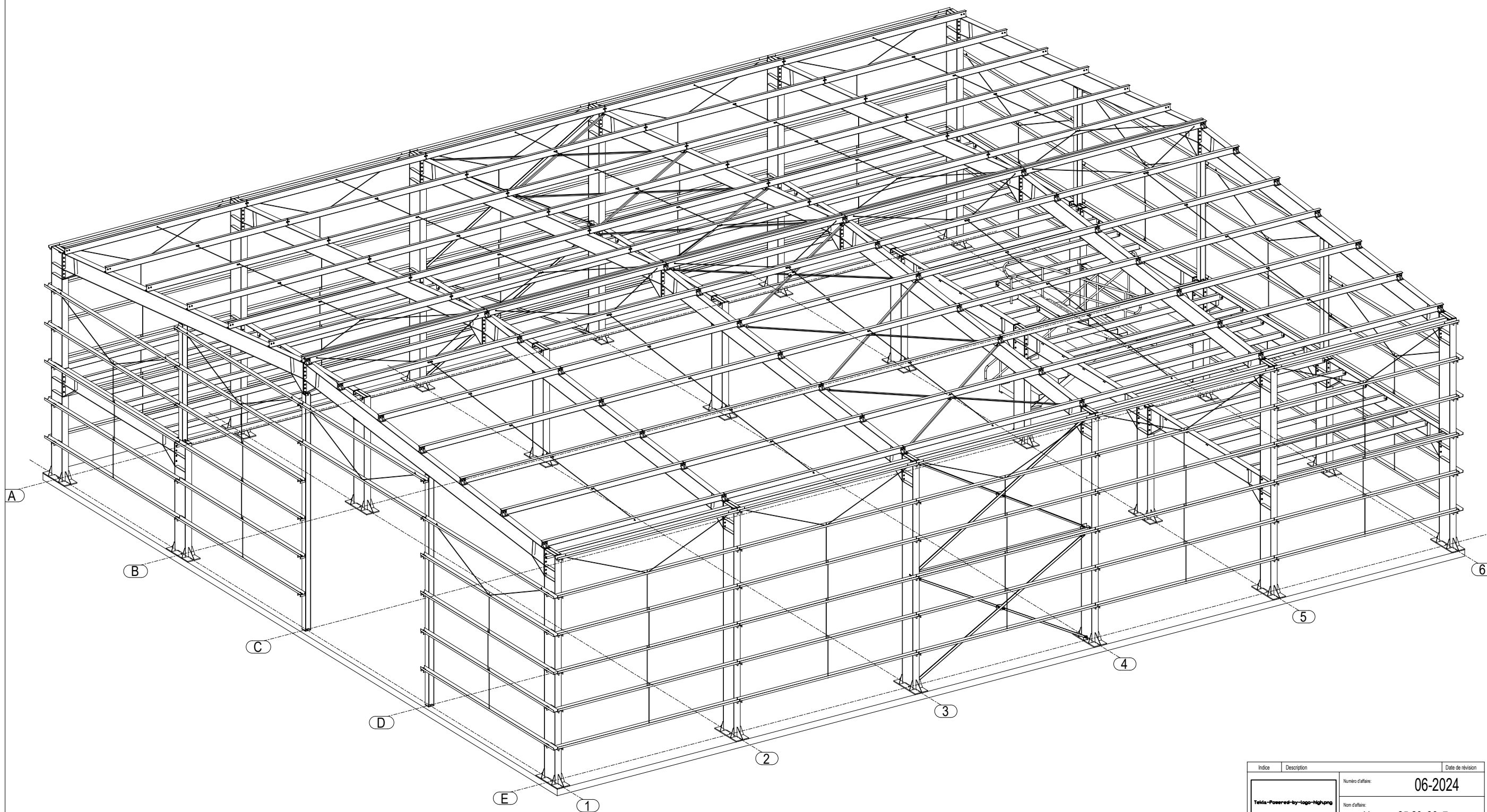
Prédimensionnement des pieds de poteau articulés sous compression axiale (Acier S235/Béton C25/30):

Profils IPE

Compression		$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.25$										$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.5$									
Profil Poteau	Résistance	Effort Axial N_{Sd} (kN)	Platine (mm)				Fondation (mm)				Effort Axial N_{Sd} (kN)	Platine (mm)				Fondation (mm)					
	$N_{pl,Rd}$ (kN)		h_p	b_p	t_p	Proj.	h_f	b_f	d_f	h_p		b_p	t_p	Proj.	h_f	b_f	d_f				
IPE80	180	45	95	60	8	C	145	90	100	90	105	75	8	E	160	115	100				
IPE100	243	61	115	70	8	C	175	105	100	121	130	85	8	E	195	130	100				
IPE120	310	78	135	80	8	C	205	120	100	155	150	95	8	E	225	145	100				
IPE140	386	97	155	90	8	C	235	135	100	193	175	105	8	E	265	160	100				
IPE160	472	118	175	100	8	C	265	150	100	236	195	120	8	E	295	180	100				
IPE180	563	141	200	110	8	C	300	165	100	261	220	130	10	E	330	195	110				
IPE200	669	167	220	120	8	C	330	180	110	335	240	140	10	E	360	210	120				
IPE220	784	196	240	130	8	C	360	195	120	392	265	155	10	E	400	235	135				
IPE240	919	230	260	140	8	C	390	210	130	460	290	170	12	E	435	255	145				
IPE270	1080	270	295	160	8	C	445	240	150	540	295	160	18	C	445	240	150				
IPE300	1265	316	325	175	8	C	490	265	165	632	325	175	20	C	490	265	165				
IPE330	1471	368	355	185	8	C	535	280	180	736	355	185	20	C	535	280	180				
IPE360	1709	427	390	200	8	C	585	300	195	855	390	200	22	C	585	300	195				
IPE400	1985	496	430	210	8	C	645	315	215	992	430	210	22	C	645	315	215				
IPE450	2322	581	480	220	8	C	720	330	240	1161	480	220	24	C	720	330	240				
IPE500	2715	679	535	235	8	C	805	355	270	1357	535	235	26	C	805	355	270				
IPE550	3159	790	585	245	8	C	880	370	295	1579	585	245	28	C	880	370	295				
IPE600	3666	916	640	260	10	C	960	390	320	1833	640	260	28	C	960	390	320				

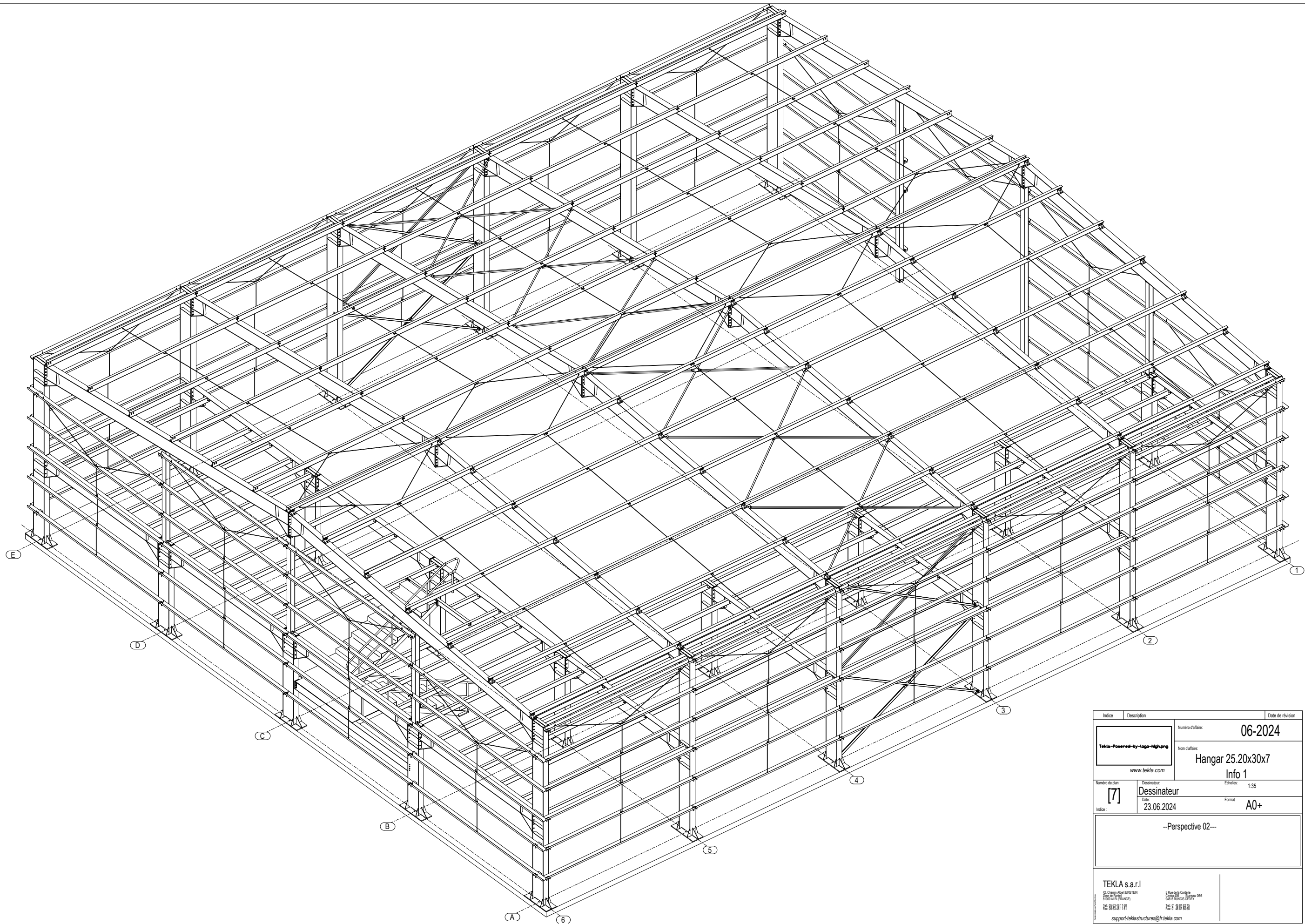
Profils HEA

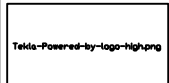
Compression		$(N_{Sd} / N_{pl.Rd}) = 0.25$										$(N_{Sd} / N_{pl.Rd}) = 0.5$									
Profil Poteau	Résistance	Effort Axial N_{Sd} (kN)	Platine (mm)				Fondation (mm)			Effort Axial N_{Sd} (kN)	Platine (mm)				Fondation (mm)						
	$N_{pl.Rd}$ (kN)		h_p	b_p	t_p	Proj.	h_f	b_f	d_f		h_p	b_p	t_p	Proj.	h_f	b_f	d_f				
HEA100	499	125	115	120	8	C	175	180	100	250	140	140	10	E	210	210	100				
HEA120	595	149	130	140	8	C	195	210	100	298	155	160	10	E	235	240	100				
HEA140	738	185	150	160	8	C	225	240	100	369	180	185	10	E	270	280	100				
HEA160	911	228	170	180	8	C	255	270	100	456	200	210	12	E	300	315	100				
HEA180	1063	266	190	200	8	C	285	300	100	532	220	230	12	E	330	345	110				
HEA200	1265	316	210	220	8	C	315	330	105	633	245	255	12	E	370	385	125				
HEA220	1512	378	235	245	8	C	355	370	120	756	270	280	14	E	405	420	135				
HEA240	1806	451	255	265	8	C	385	400	130	903	295	305	16	E	445	460	150				
HEA260	2040	510	275	285	8	C	415	430	140	1020	315	325	16	E	475	490	160				
HEA280	2286	571	300	310	8	C	450	465	150	1143	300	310	28	C	450	465	150				
HEA300	2644	661	320	330	8	C	480	495	160	1322	320	330	30	C	480	495	160				
HEA320	2923	731	345	355	10	C	520	505	175	1461	390	380	18	E	585	570	195				
HEA340	3127	784	365	375	10	C	550	505	185	1568	415	385	20	E	625	580	210				
HEA360	3355	839	385	395	10	C	580	505	195	1677	435	385	20	E	655	580	220				
HEA400	3736	934	430	440	10	C	645	510	215	1868	485	395	22	E	730	595	245				
HEA450	4184	1046	485	495	10	C	730	520	245	2092	540	400	24	E	810	600	270				
HEA500	4642	1161	540	550	12	C	810	525	270	2321	595	405	24	E	895	610	300				
HEA550	4976	1244	590	600	12	C	885	525	295	2488	590	405	24	E	895	610	300				
HEA600	5322	1330	640	650	12	C	960	525	320	2661	640	405	24	E	895	610	300				
HEA650	5678	1420	695	705	12	C	1045	535	350	2839	695	405	24	E	895	610	300				
HEA700	6121	1530	745	755	12	C	1120	535	375	3061	745	405	24	E	895	610	300				
HEA800	6717	1679	850	860	12	C	1275	540	425	3358	850	405	24	E	895	610	300				
HEA900	7532	1883	950	960	12	C	1425	550	475	3766	950	405	24	E	895	610	300				

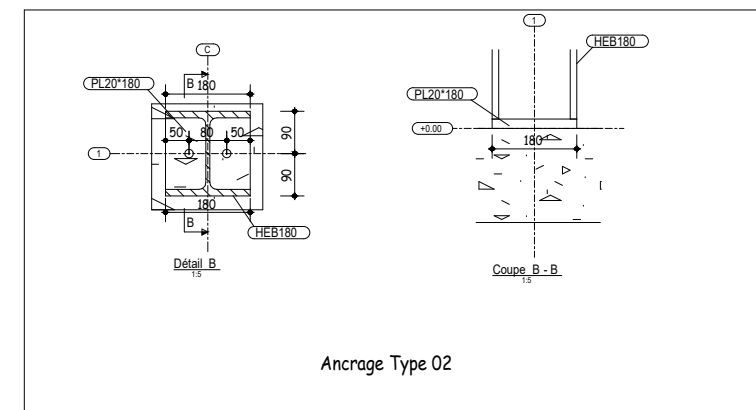
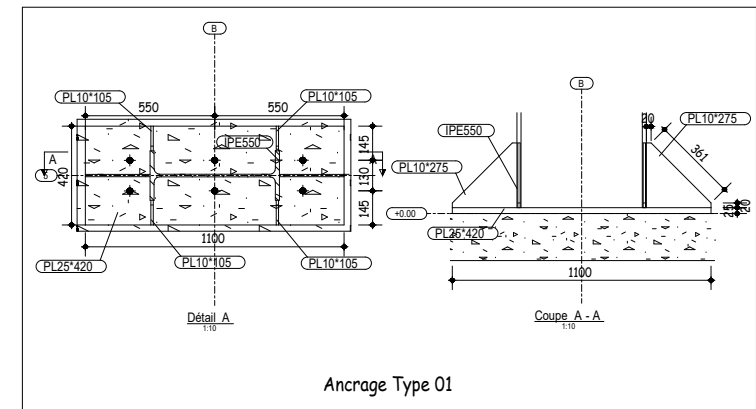
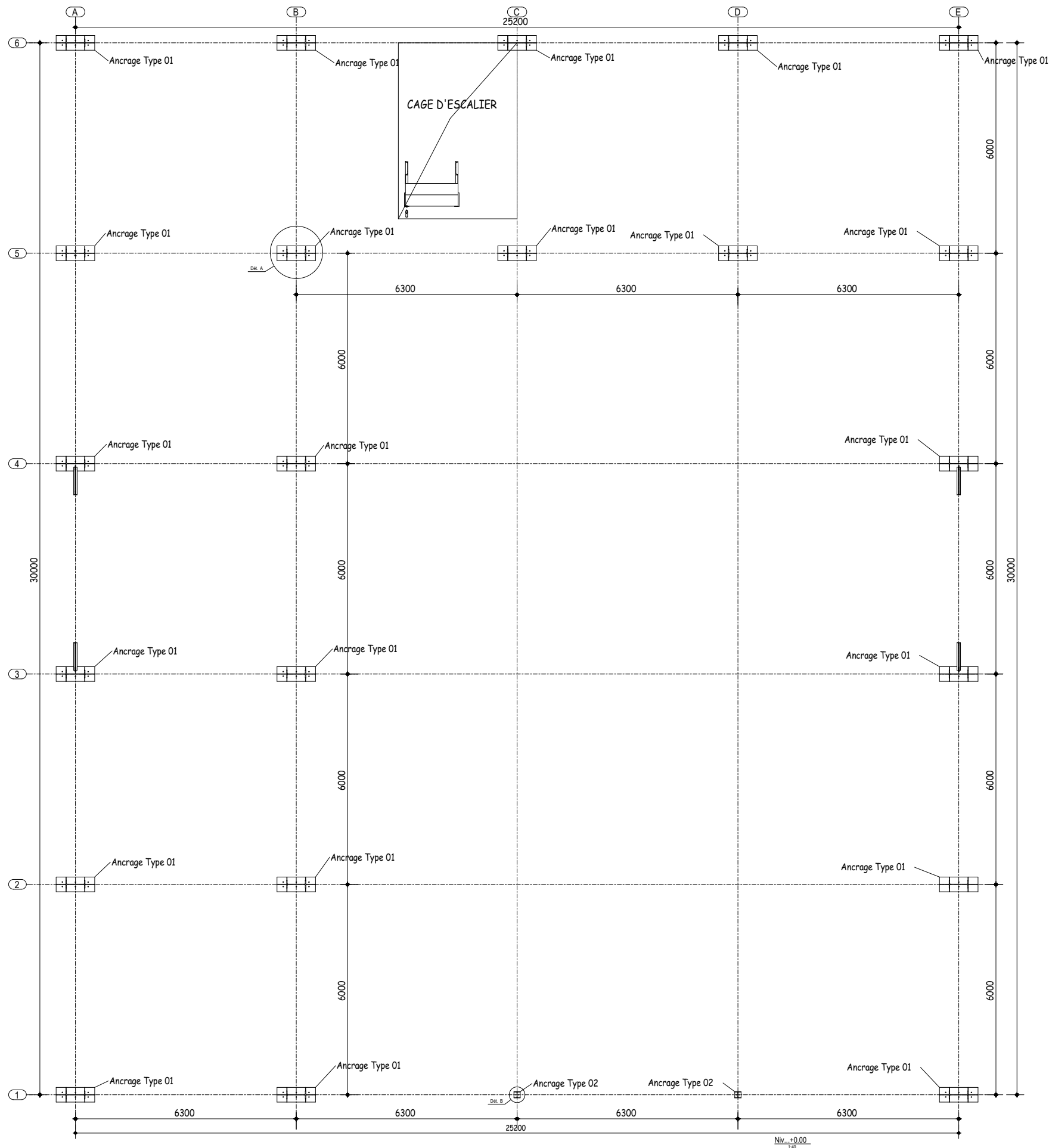


3D

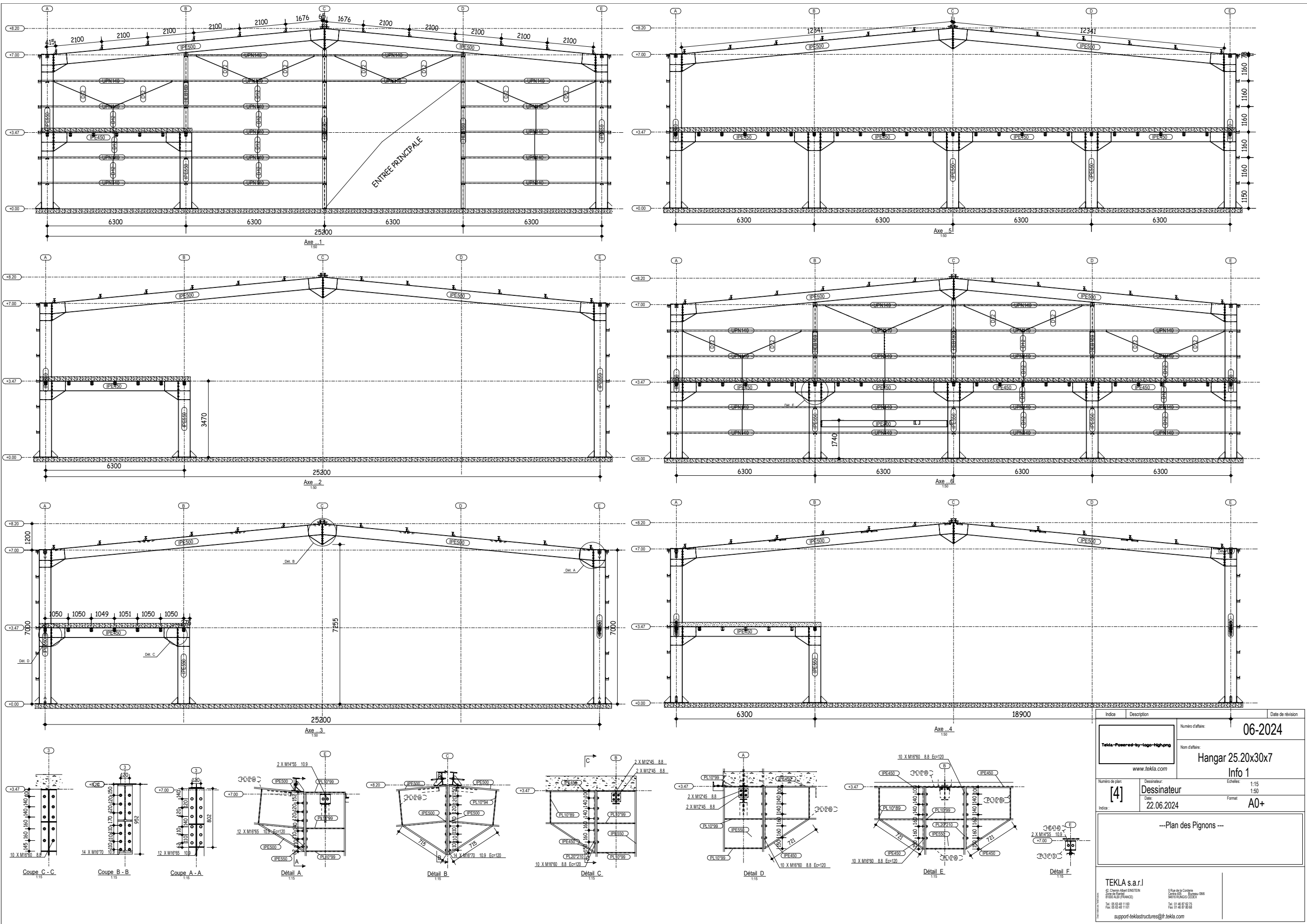
Indice	Description	Date de révision
Tekla-<i>Powered by</i> AutoCAD www.tekla.com	Numéro d'affaire:	06-2024
	Nom d'affaire:	Hangar 25.20x30x7 Info 1
	Numéro de plan:	Dessinateur:
[2]	Dessinateur	
Indice:	Date: 22.06.2024	Format: A0+
---Perspective---		



Indice		Description	Date de révision
 www.tekla.com		Numéro d'affaire:	06-2024
		Nom d'affaire:	Hangar 25.20x30x7 Info 1
Numéro de plan:	[7]	Dessinateur:	Echelle: 1:35
Date:	23.06.2024	Format:	A0+
--Perspective 02--			
TEKLA s.a.r.l. 42, Chemin Albert EINSTEIN 83500 La Seyne-sur-Mer (France) Tel: 06 83 48 11 81 Fax: 06 83 48 11 81 support-teklastructures@fr.tekla.com		Société de Conseil Société de Vente Société de Service Tel: 01 46 87 82 73 Fax: 01 46 87 82 68	



Indice	Description	Nom d'affaire	Date de révision
		06-2024	
		Hangar 25.20x30x7	
		Info 1	
Numéro de plan:	Dessinateur:	Echelle:	1:5 1:40
[3]	Dessinateur	1:10	
Date:	22.06.2024	Format:	A0+
---Plan d'implantation---			
TEKLA s.a.r.l.			
67, Chemin Albert EINSTEIN			
81000 ALBI (FRANCE)			
Tél: 05 63 48 11 81			
Fax: 05 63 48 11 81			
support-teklastructures@fr.tekla.com			



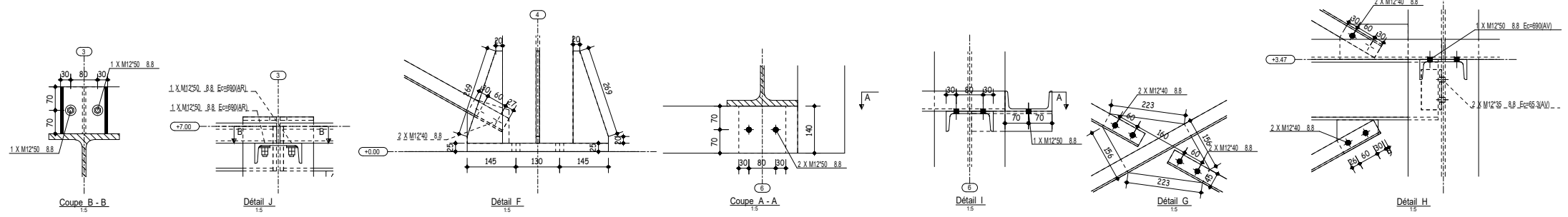
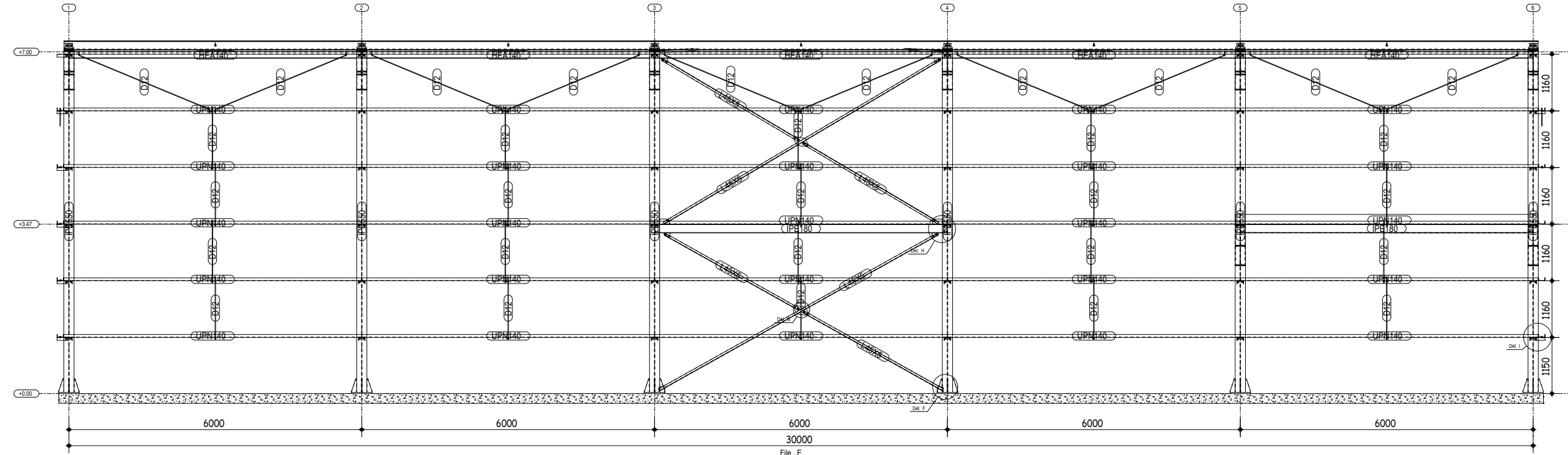
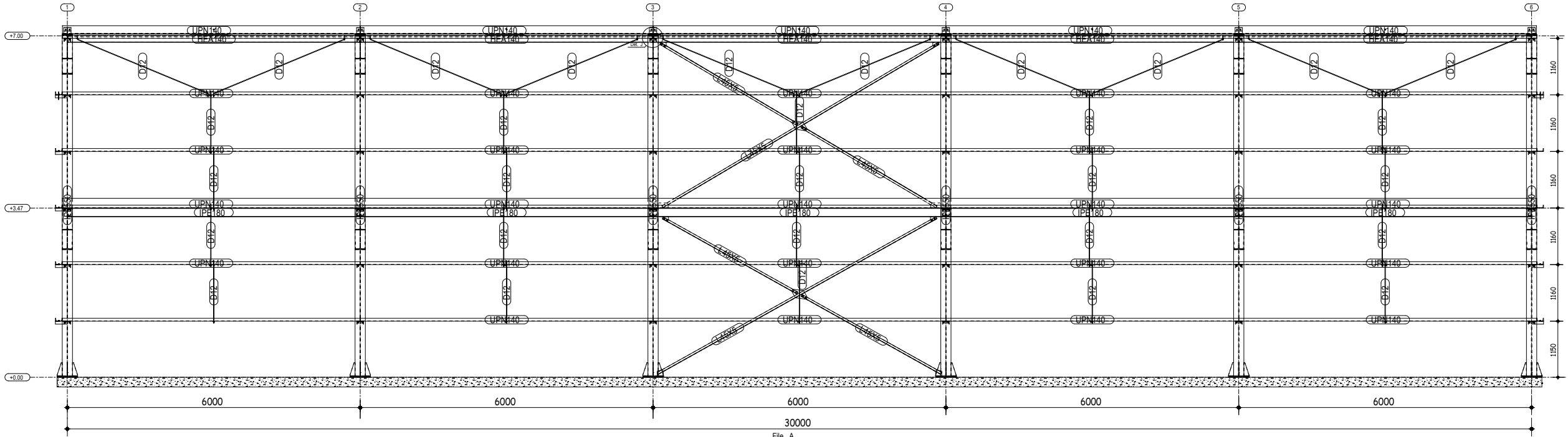
Indice	Description	Numéro d'affaire	Date de révision
		06-2024	

Tektia - Powered by Logo-Ingénierie	
www.tektia.com	
Numéro de plan:	4
Dessinateur:	22.06.2024
Date:	22.06.2024
Format:	A0+

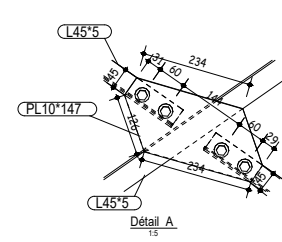
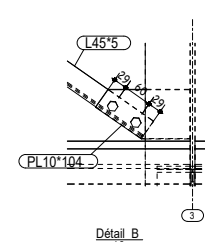
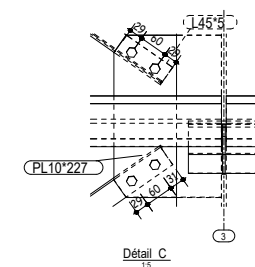
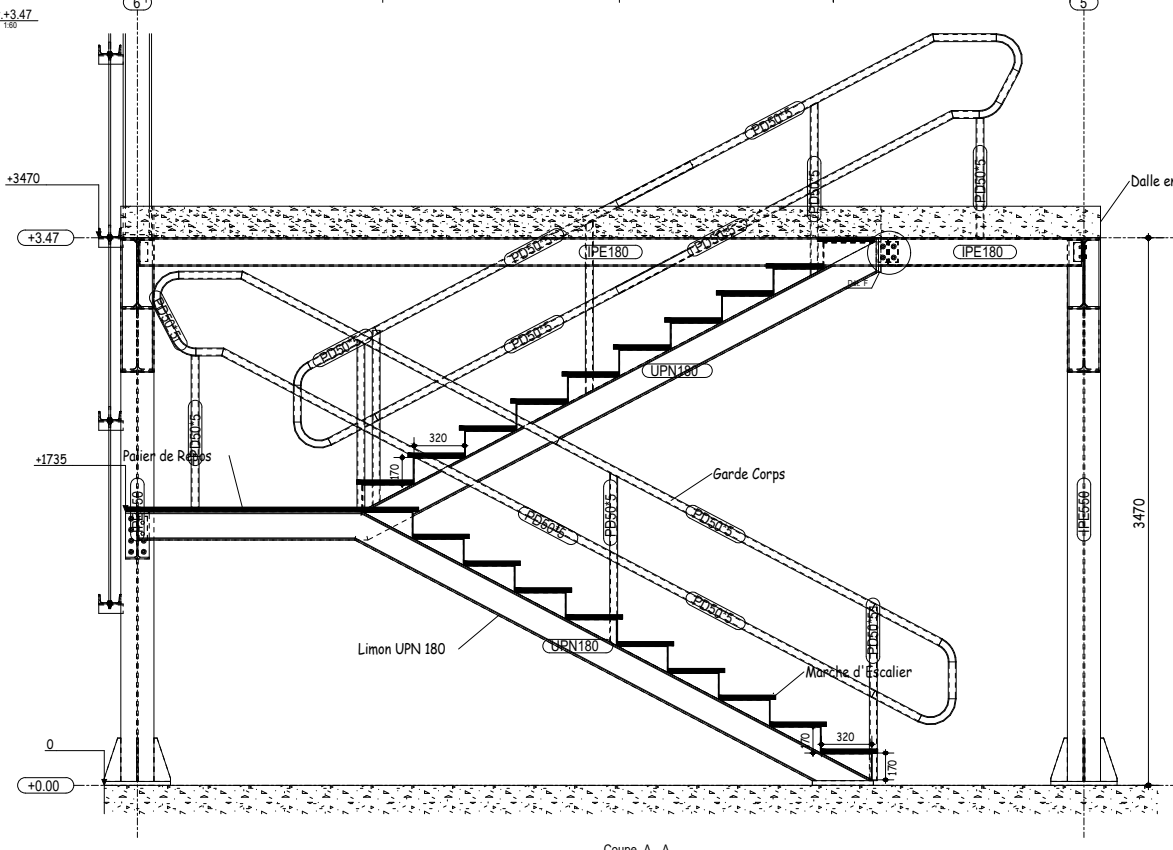
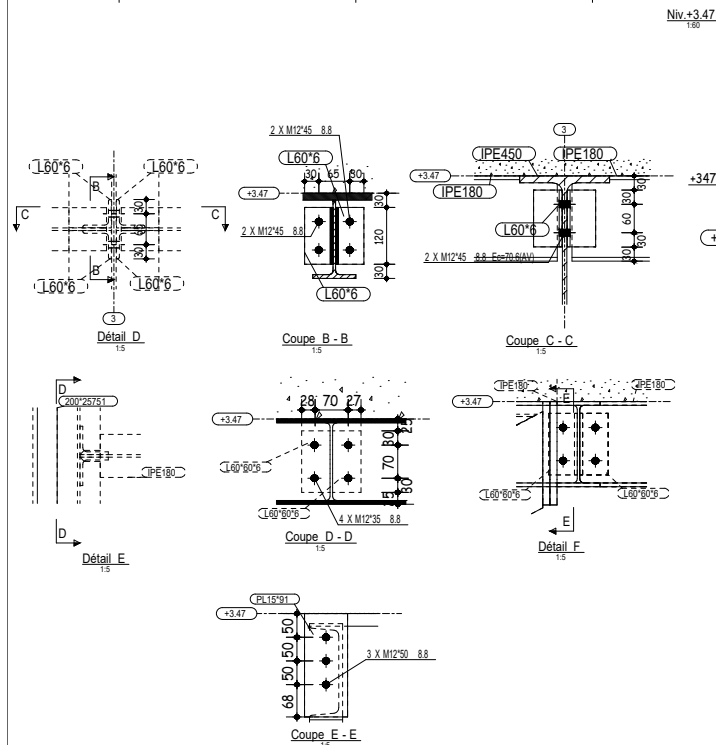
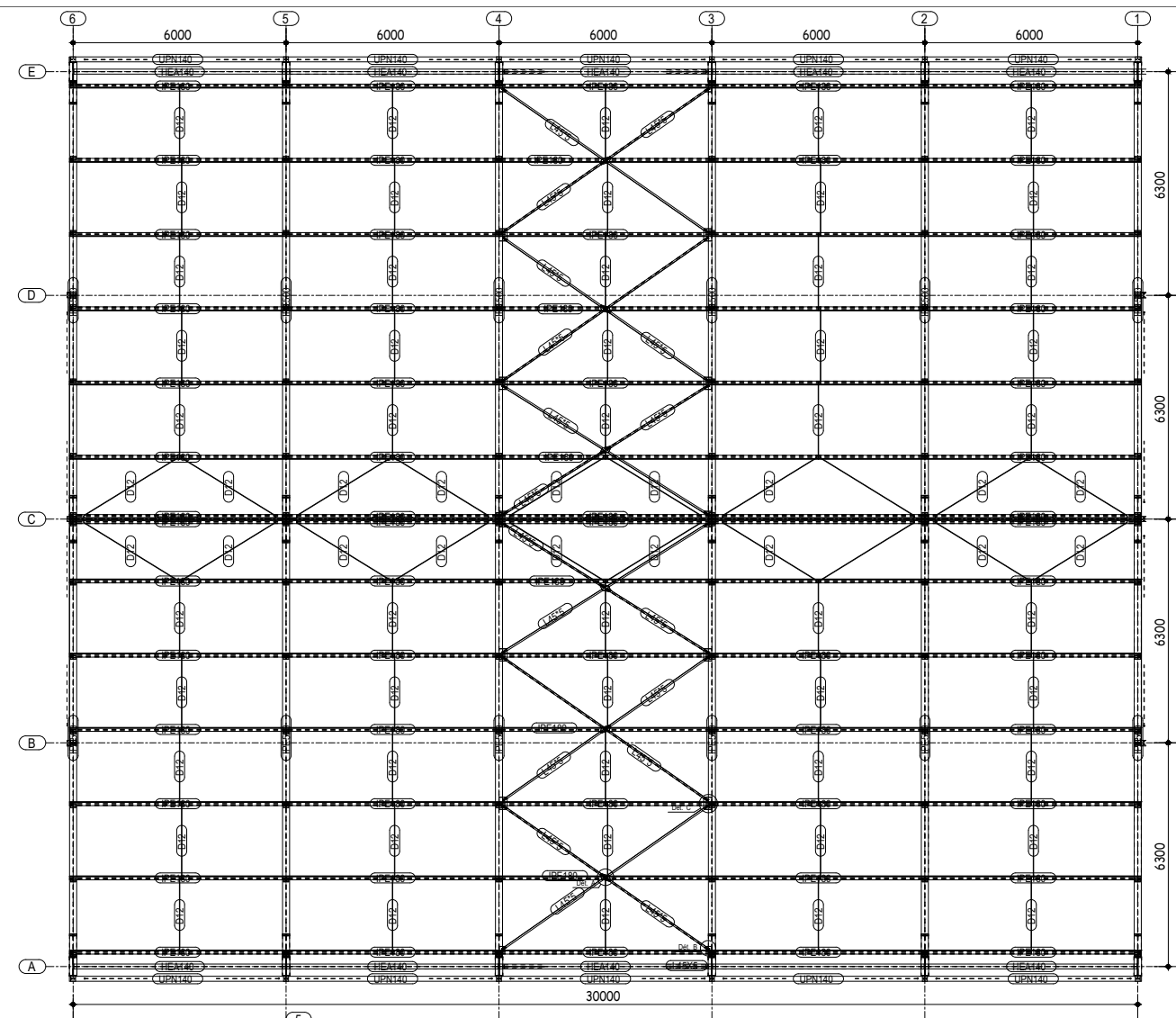
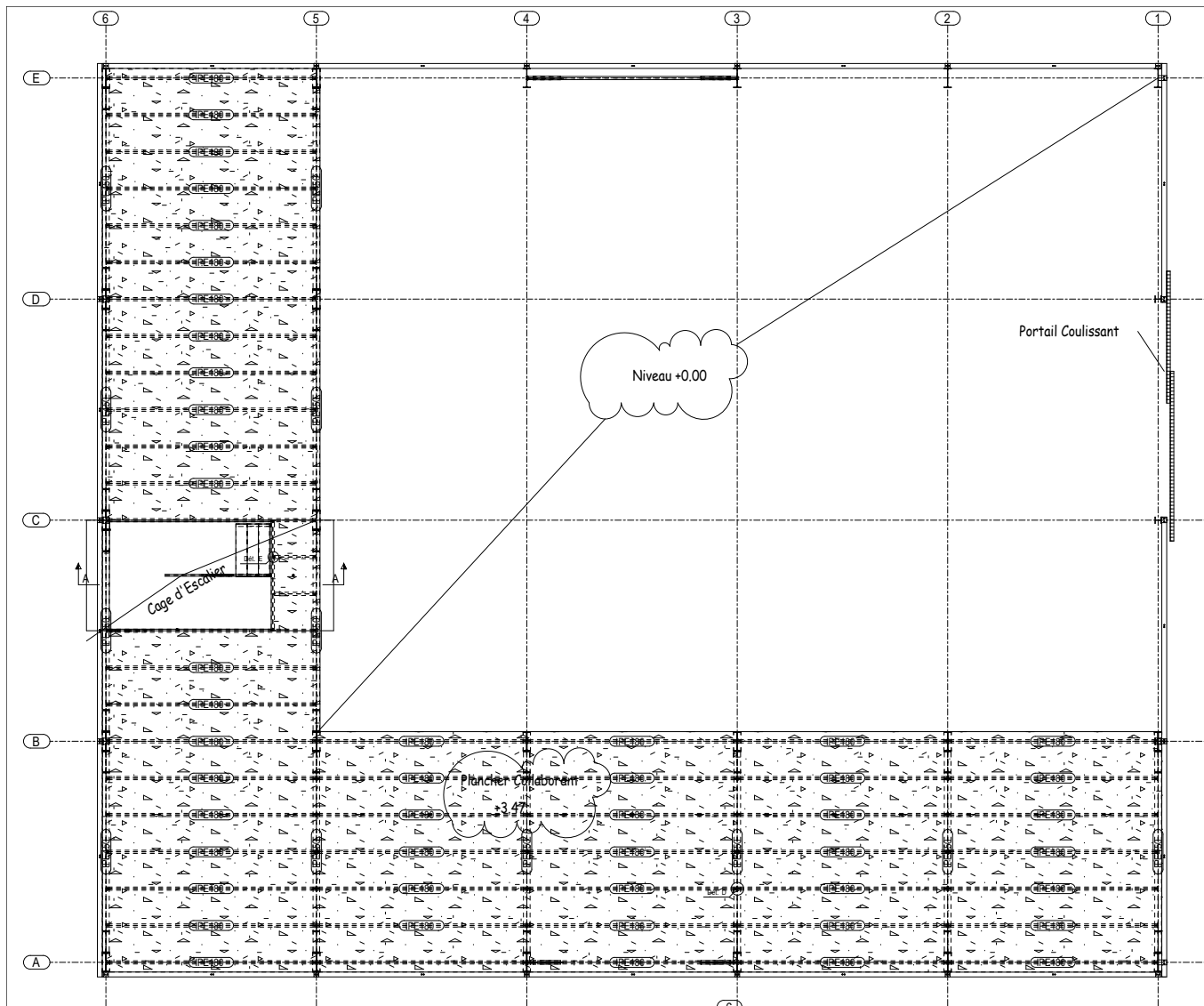
Hangar 25.20x30x7	
Info 1	
Estimé:	1:15
Format:	A0+

---Plan des Pignons---

TEKLA s.a.r.l.	
42, Chemin Albert EINSTEIN 59100 ALBI (FRANCE) Tel: 03 63 48 11 81 Fax: 03 63 48 11 81	5 Rue de la Concorde 59100 ALBI (FRANCE) Tel: 03 63 48 11 81 Fax: 03 63 48 11 81



Indice	Description	Date de révision
	Nom d'affaire: 06-2024	
	Nom d'affaire: Hangar 25.20x30x7	
	Info 1	
Numéro de plan: [5]	Dessinateur: 1:5	Echelles: 1:30
	Date: 22.06.2024	Format: A0+
---Plan des Long-Pans---		
TEKLA s.a.r.l.		
42, Chemin Albert EINSTEIN 33000 ALBI (FRANCE) Tel: 05 63 48 11 80 Fax: 05 63 48 11 81 support-teklastructures@fr.tekla.com		



Indice	Description	Date de révision
6	Indice	
Tekla - Powered by Logo-Highway www.tekla.com		Numéro d'affaire: 06-2024 Nom d'affaire: Hangar 25.20x30x7 Info 1
Numéro de plan: [6] Dessinateur: [Signature] Date: 22.06.2024	Echelles: 1:5 1:60 Format: A0+	---Plan de Toiture --- ---Plan de Plancher +3.47 --- ---détail des Escaliers ---
TEKLA s.a.r.l. 62 Chemin Albert EINSTEIN 59000 BOISBRUNN Tel: 03 20 81 11 00 Fax: 03 20 81 11 01		
support-teklastructures@fr.tekla.com		