

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة سعد دحلب البليدة 1

Université Saad Dahleb Blida 1

كلية التكنولوجيا

Faculté de Technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil



Mémoire de projet de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structure métallique et mixte

Thème :

**Etude d'une salle de sport en charpente
métallique**

Présenté par :

HADJ AMEUR Hadjira

RAMOUL Hanane

Devant les membres du jury :

Mme Tadjer.K

U. Saad Dahleb-Blida

Présidente

Mr Amellal.O

U. Saad Dahleb-Blida

Examineur

Mr Zahaf.A

U. Saad Dahleb-Blida

Promoteur

Juillet 2023

Résumé

Ce projet de fin d'études consiste à étudier une salle de sport en charpente métallique, implantée dans la wilaya de blida, qui est classée en zone sismique III selon le **RPA99 version 2003**.

Notre projet a été réalisé en plusieurs étapes. Nous avons commencé par le pré-dimensionnement des éléments et l'étude climatique (la neige et le vant), selon les règlements appliqués en Algérie (**DTR, EC3, EC4, BAEL91, et RNV2013**). Ensuite, on a fait une étude dynamique de la structure suivant le règlement **RPA99 (version2003)**, à l'aide de logiciel **ETABS**. Puis nous avons vérifié les éléments structuraux et calculé les assemblages en utilisant le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis**.

Enfin, on a terminé notre travail par l'étude des bases des poteaux et des fondations.

Mots clés : Charpente métallique, Assemblage, séisme.

ملخص

يتضمن مشروع التخرج دراسة قاعة رياضة ذات هيكل حديدية، حيث تقع هذه القاعة في مدينة البلدية علما ان هذه المدينة مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية الثالثة استنادا للتقرير "RPA99" اصدار 2003.

تمت دراسة هذا المشروع على عدة مراحل، بدءا بحساب أبعاد العناصر الحاملة وتأثير المناخ (خاصة الرياح والثلوج) حسب القواعد المطبقة في الجزائر (DTR, EC3, EC4, BAEL91, RNV2013). ثم تلتها دراسة ديناميكية وفقا للتقرير RPA99 اصدار 2003، وباستعمال برنامج "ETABS". بعد ذلك تم التحقق من عناصر المبنى مع دراسة الوصلات المعدنية حسب المعايير المعتمدة بإستعمال برنامج Autodesk Robot Structural Analysis

أخيرا، تم إنهاء العمل بدراسة قواعد الاعمدة والبنية التحتية للمبنى.

كلمات مفتاحية: هيكل معدني، تجميع، زلزال

Abstract

This end-of-study project consists of studying a steel frame sports center, located in the wilaya of Blida, which is classified according to the **RPA99 version 2003** as a zone of high seismicity (zone III).

Our project fulfils in several stages. We started by the pre-sizing of the supporting elements and the climate (snow and wind) study according to the regulations applied in Algeria (**DTR, EC3, EC4, BAEL91, RNV2013**). Then, the dynamic study of the structure was made according to the regulation **RPA99 (version2003)**, using the software **ETABS**. The building's structural elements are checked according to the applied regulations using the previous software and we studied steel connections using the software **Autodesk Robot Structural Analysis**.

Finally, the work was completed by studying the columns bases and the foundations of this structure.

Key Words: steel frame, assembly, seismic

Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, Le Tout Puissant et Le Miséricordieux, qui nous a donné la santé, la volonté et la patience pour réaliser ce travail.

Nous tenons à exprimer nos remerciements ainsi que notre profonde gratitude à notre promoteur Monsieur ZAHAF Ahmed, pour sa disponibilité, ses précieux conseils et ses encouragements.

Nous tenons également à remercier les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'examiner ce travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation.

Dédicace :

Je dédie ce travail :

A mes chers parents

Qui n'ont jamais cessé de m'encourager et me conseiller et ils ont beaucoup m'aider tout en long de mon chemin, grâce à leur amour, leur dévouement, leur compréhension, leur patient et leur soutien morale et matériel, je ne pourrais jamais traduire ce je ressens vraiment envers eux.

A mon frère Yasser

Et A ma sœur Khadidja

Merci pour m'avoir toujours supporté, m'encourager et me soutenir. Que Dieu vous apporte le bonheur, vous aide à réaliser tous vos vœux.

A mes oncles, mes tantes et à ma chère cousine Ouided

Nullé dédicace ne pourrait exprimer ma profonde affection pour tous encouragements et soutiens qu'ils ont consentis à mon égard.

A mes chers amis

Pour leurs encouragements et leur aide tout au long de mes années d'études.

A tous ceux qui me sont chers

Hanane

Dédicace :

A mes chers parents

Pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,

*A ma chère sœur **Wissem** et son fils **Mehdi***

Pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral,

*A mes chers frères **Iislem**, **Brahim**, sa femme **Aicha** et leurs enfants **Malek** et **Miral** et pour leur appui et leur encouragement,*

*A mes chères copines « **Hanane**, **Hafssa**, **Nadine**, **Raoudha**, **Asma**, **Soumia** »*

Pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire

Hadjer

Sommaire

Résumé

Remerciements

Dédicaces

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Les plans d'architecture

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	3
I.1. Introduction.....	4
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	4
I.2.1. Classification de l'ouvrage.....	4
I.2.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	4
I.3 Les éléments de l'ouvrage.....	8
I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	9
I.4.1. Acier.....	9
I.4.2. Béton.....	10
I.5. Règlements utilisés.....	10
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments	11
II.A.1. Introduction.....	14
II.A.2. Pré-dimensionnement des planchers.....	14
II.A.3. Evaluation des charges et surcharges.....	15
II.A.3.1. Plancher terrasse inaccessible.....	16
II.A.4. Calcul des solives.....	17
II.A.4.1. Pré-dimensionnement des solives du plancher.....	17
II.A.4.2. Etude des connecteurs.....	22
II.A.5. Etude des poutres.....	24
II.A.5.1. Pré-dimensionnement des poutres principal.....	24
II.A.5.2. Etude des connecteurs.....	29
II.A.5.3. Pré-dimensionnement des poutres secondaire.....	31
II.A.6. Etude des poteaux.....	31
II.A.6.1. Pré-dimensionnement des poteaux.....	31
II.B.1. Introduction.....	35
II.B.2. Etude des pannes.....	35
II.B.2.1. Pré-dimensionnement et vérification des pannes.....	36
II.B.3. Etude des lierns.....	42
II.B.4. Etude des lisses des bardage.....	44
II.B.5. Etude des potelets.....	54

Chapitre III : Etude climatique	59
III.A.1. Introduction.....	60
III.A.2. Etude de la neige.....	60
III.A.3. Etude du vent.....	61
III.A.3.1. Dimensionnement de l'ouvrage.....	61
III.A.3.2. Donnée relative au site.....	61
III.A.3.3. Calcul de vent.....	62
III.B.2. Etude de la neige.....	76
III.B.3. Etude du vent.....	77
III.B.3.1. Dimensionnement de l'ouvrage.....	77
III.B.3.2. Donnée relative au site.....	78
III.B.3.3. Calcul de vent.....	79
 Chapitre IV : Etude dynamique	 90
IV.1. Introduction.....	91
IV.2. Objectifs de l'étude dynamique.....	91
IV.3. Modélisation de la structure.....	91
IV.3.1 Modélisation de rigidité.....	91
IV.3.2 Modélisation de la masse.....	92
IV.4. Méthodes du calcul.....	92
IV.4.1 Méthode statique équivalente.....	92
IV.4.2 Méthode modale spectrale.....	92
IV.4. Procédure de calcul.....	97
IV.4.1 Model initial.....	97
IV.4.2 2 ^{eme} model.....	99
IV.4.3 3 ^{eme} model.....	101
IV.5. Vérification de l'effort tranchant a la base.....	103
IV.6. Vérification des déplacements.....	104
IV.7. Vérification de l'effet effet P- Δ	106
 Chapitre V : Vérification des éléments de l'ossature	 107
V.1. Introduction.....	108
V.2. Exploitation des résultats.....	108
V.2.1. Les poteaux.....	109
V.2.2. Les poutres.....	109
V.2.3. Les contreventements.....	110
V.3. Vérification des poteaux.....	110
V.4. Vérification des poutres.....	117
V.4.1. Vérification de la traverse.....	117
V.4.2. Vérification de la poutre principale.....	121
V.5. Vérification des contreventements.....	122
 Chapitre VI : les assemblages	 126
VI.1. Introduction.....	127
VI.2. Les différents modes d'assemblages.....	127
VI.2.1. Assemblage par boulonnage.....	127

VI.2.2. Assemblage par soudure.....	127
VI.3. Vérification des assemblages.....	128
VI.3.1. Vérification de l'assemblage poutre-solive (IPE300-IPE220)	130
VI.3.2. Vérification de l'assemblage traverse-poteau (IPE600-HEA650)	134
VI.3.3. Vérification de l'assemblage traverse-traverse (IPE600-IPE600)	138
VI.3.4. Vérification de l'assemblage de pied de poteau (HEA650)	142
VI.3.5. Vérification de l'assemblage de contreventement.....	147
Chapitre VII : Base des poteaux.....	151
VII.1. Introduction.....	152
VII.2. Base de poteau encasturé.....	152
VII.2.1 Effort résistance.....	153
VII.2.2 Calcul de la résistance à la traction.....	153
VII.2.3 Adhérence entre les tiges et le béton de fondation.....	153
VII.3. Calcul du moment résistant.....	154
VII.4. Vérification de la platine dans la zone comprimée.....	155
VII.5. Vérification du pied de poteau vis à vis des effort axiaux au poteau.....	155
Chapitre VIII : Etude des fondations.....	157
VIII.1. Introduction.....	158
VIII.2. Type de fondation.....	158
VIII.3. Choix de type de fondation.....	158
VIII.4. Voile périphérique.....	159
VIII.4.1 Evaluation des charges.....	159
VIII.4.2 Effort dans la dalle.....	160
VIII.4.3 Ferrailage de la dalle.....	160
VIII.5. Etude de fondation.....	162
VIII.5.1. Fondation de la partie B.....	163
VIII.5.1.1 Vérification de la semelle isolée.....	163
VIII.5.1.2 Vérification de NON-poinçonnement.....	164
VIII.5.1.3 Ferrailage de la semelle.....	164
VIII.5.2. Fondation de la partie A.....	165
VIII.5.2.1 Vérification de la semelle isolée.....	165
VIII.5.2.2 Vérification de la semelle filante croisées.....	165
VIII.5.2.3 Vérification des contraintes.....	170
VIII.5.2.4 Calcul de la poutre rigide.....	171
VIII.5.3. Calcul de ferrailage.....	172
VIII.5.3.1 Ferrailage de la semelle.....	172
VIII.5.3.2 Ferrailage de la nervure.....	172
Conclusion générale	176
Références bibliographiques	
Annexes	

Liste des Tableaux

Tableau I.1: Caractéristiques des nuances d'acier.....	10
Tableau II.A.1: Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.....	15
Tableau II.A.2: Choix final des profilés des poteaux.....	33
Tableau II.A.3: Choix final des profilés des poutres.....	33
Tableau III.A.1 : Coefficients de forme-toiture plate.....	60
Tableau III.A.2 : Définition des catégories de terrain.....	62
Tableau III.A.3: Les valeurs de la pression dynamique.....	64
Tableau III.A.4: Valeur de pression extérieurs pour paroi verticale sens V1.....	66
Tableau III.A.5: Coefficients de pression extérieur des toiture plates.....	68
Tableau III.A.6: Coefficients de pression extérieur des toitures.....	68
Tableau III.A.7: Valeur de pression extérieu pour paroi verticale sens V2.....	69
Tableau III.A.8: Coefficients de pression extérieurs pour la toiture sens V2.....	71
Tableau III.A.9: Surface des ouvertures et de la face.....	72
Tableau III.A.10: Conditions de la face dominante.....	72
Tableau III.A.11: La pression aérodynamique sur la paroi verticale et la toiture sens V1.....	73
Tableau III.A.12: La pression aérodynamique sur la paroi verticale et la toiture sens V2.....	74
Tableau III.A.13: Valeur de coefficients de frottement.....	75
Tableau III.B.1: Coefficients de forme -toiture à deux versants.....	76
Tableau III.B.2: Définition des catégories de terrain.....	78
Tableau III.B.3: Les valeurs de la pression dynamique.....	79
Tableau III.B.4: Valeur de pression extérieur pour paroi verticale sens V1.....	80
Tableau III.B.5: Les valeurs des Cpe sur la toiture dans le sens V1.....	82
Tableau III.B.6 : Valeur de pression extérieur pour paroi verticale sens V1.....	83
Tableau III.B.7: Les valeurs des Cpe sur la toiture dans le sens V2.....	85
Tableau III.B.8: Nombre et surface d'ouverture.....	85
Tableau III.B.9: Surface des ouvertures et de la face.....	86
Tableau III.B.10: Conditions de la face dominante.....	86
Tableau III.B.11: La pression aérodynamique sur la paroi verticale et la toiture sens V1.....	88
Tableau III.B.12: La pression aérodynamique sur la paroi verticale et la toiture sens V2.....	89
Tableau IV.1 : Valeurs du facteur de qualité.....	96
Tableau IV.2: Caractéristique de la force sismique.....	97
Tableau IV.3: Participation massique du modèle initial.....	98
Tableau IV.4: Participation massique du 2 ^{ème} modèle.....	100
Tableau IV.5: Participation massique du 3 ^{ème} modèle.....	102
Tableau IV.6: Vérifications des déplacements inter étage de bloc sens x-x.....	104
Tableau IV.7: Vérifications des déplacements inter étage de bloc sens y-y.....	105
Tableau IV.8: Vérifications des déplacements inter étage de hangar sens x-x.....	105
Tableau IV.9: Vérifications des déplacements inter étage de hangar sens y-y.....	105
Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P- Δ	106

Tableau V.1: Les efforts internes des poteaux.....	109
Tableau V.2: Les efforts internes des poutres.....	109
Tableau V.3: Les efforts internes des contreventements.....	110
Tableau V.4: Vérification au flambement par flexion pour M_{sdy}^{max}	113
Tableau V.5: Vérification au flambement par flexion pour N^{max}	116
Tableau V.6: Vérification au flambement par flexion pour M_{sdy}^{max}	117
Tableau VIII.1: Les caractéristiques mécaniques du sol.....	158
Tableau VIII.2: Ferrailage de dalle.....	160
Tableau VIII.3: Vérification des contraintes	161
Tableau VIII.4: Répartition des poteaux.....	168
Tableau VIII.5: Section des semelles sens x.....	168
Tableau VIII.6: Section des semelles sens y.....	168
Tableau VIII.7: Les contraintes dans la semelle.....	170
Tableau VIII.8: L'effort normal dans les files.....	171
Tableau VIII.9: Choix des armatures.....	173

Liste des figures

Figure I.1: Fprincipale.....	5
Figure I.2: Coupe longitudinal A-A	5
Figure I.3: Plan en vue de la salle.....	6
Figure I.4: Façade longitudinale.....	7
Figure I.5: Plan de toiture.....	7
Figure I.6: Plancher collaborant.....	8
Figure II.A.1: Vue en plan de la partie A.....	12
Figure II.A.2: Vue en 3D de la partie A.....	13
Figure II.A.3: Plancher collaborant.....	14
Figure II.A.4: Le panneau le plus défavorable.....	16
Figure II.A.5: La solive la plus sollicitée.....	17
Figure II.A.6: Schéma statique de la solive la plus sollicitée.....	17
Figure II.A.7: Largeur effective de la dalle.....	21
Figure II.A.8: Disposition des connecteurs.....	23
Figure II.A.9: La poutre la plus sollicitée.....	24
Figure II.A.10: Les réactions des solives sur la poutre.....	25
Figure II.A.11: Largeur effective de la dalle.....	28
Figure II.A.12: Disposition des connecteurs.....	31
Figure II.A.13: Le poteau le plus sollicité.....	31
Figure II.B.1: Vue en 3D de hangar.....	34
Figure II.B.2: Les composantes de hangar.....	34
Figure II.B.3: La disposition de la panne sur la toiture.....	35
Figure II.B.4: L'espacement entre les pannes.....	36
Figure II.B.5: Schéma représentant les liernes des pannes.....	42
Figure II.B.6: Représentation des efforts de traction dans les liernes.....	43
Figure II.B.7: Disposition des lisses de bardages.....	44
Figure II.B.8: Potelet plus chargé.....	54
Figure III.A.1: Vu en plan de l'ouvrage.....	61
Figure III.A.2: Les direction du vent.....	63
Figure III.A.3: Hauteur de référence Z_e et correspondant de la pression dynamique.....	63
Figure III.A.4: Les direction du vent.....	65
Figure III.A.5: Valeur de C_{pe} pour chaque paroi verticale sens V1.....	66
Figure III.A.6: Légende pour les toitures plates.....	67
Figure III.A.7: Légende pour les parois verticales.....	69
Figure III.A.8: Valeur de C_{pe} pour chaque paroi verticale sens V2.....	70
Figure III.A.9: Valeurs de C_{pe} pour la toiture sens V2.....	70
Figure III.B.1: Les directions de vent sur le hangar.....	77
Figure III.B.2: Légende pour les parois verticale.....	80

Figure III.B.3: Valeur de Cpe pour chaque paroi verticale sens V1.....	81
Figure III.B.4: Légende pour la toiture a deux versants sens V1.....	81
Figure III.B.5: Légende pour les parois verticales.....	83
Figure III.B.6: Valeur de Cpe pour chaque paroi verticale sens V1.....	84
Figure III.B.7: Légende pour la toiture a deux versants sens V1.....	84
Figure III.B.8: Coefficients de pression intérieure.....	87
Figure IV.1: Spectre de réponse.....	96
Figure IV.2: Modèle initial « Vue en 3D »	97
Figure IV.3: La déformée pour les modes du modèle initial.....	98
Figure IV.4: 2 ^{ème} modèle vue en 3D.....	99
Figure IV.5: La déformée pour les modes du 2 ^{ème} modèle.....	100
Figure IV.6: 3 ^{ème} modèle vue en 3D.....	102
Figure IV.7: La déformée pour les modes du 3 ^{ème} modèle.....	103
Figure V.1: La disposition des poteaux et les poutres.....	108
Figure V.2: Le poteau HEA650.....	111
Figure V.3: Les poteaux HEA220 de 4.3 et 3.8m.....	114
Figure V.4: La traverse IPE600.....	117
Figure V.5: La poutre IPE300.....	121
Figure V.6: Contreventement sens y-y.....	122
Figure V.7: Contreventement de hangar sens y-y.....	123
Figure V.8: Contreventement de hangar sens x-x.....	125
Figure VI.1: Les différents assemblages de hangar.....	128
Figure VI.2: Les différents assemblages de bloc.....	129
Figure VI.3: Assemblage poutre IPE300-solive IPE220	130
Figure VI.4: Disposition constructive des boulons (assemblage poutre-solive)	131
Figure VII.1 : Figure montrant base de poteau.....	152
Figure VII.5: Schéma de tige d'ancrage.....	153
Figure VII.6: Schéma de la distance portante du pied de poteau encastré.....	154
Figure VIII.1: Le voile périphérique.....	159
Figure VIII.2: Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	161
Figure VIII.3: La disposition des poteaux.....	162
Figure VIII.4: Dimensionnement de semelle.....	163
Figure VIII.5: Ferrailage de semelle.....	164
Figure VIII.6: Les poteaux de la partie B.....	165
Figure VIII.7: Répartition des charges pour les poteaux centraux.....	166
Figure VIII.8: Répartition des charges pour les poteaux de rives.....	166
Figure VIII.9: Répartition des charges pour les poteaux d'angles.....	167
Figure VIII.10: Dimensionnement de la semelle.....	169
Figure VIII.11: Dimensionnement de nervure.....	170
Figure VIII.12: La file la plus sollicitée.....	171
Figure VIII.13: Diagramme des moments.....	171
Figure VIII.14: Ferrailage en travée.....	174
Figure VIII.15: Ferrailage en appui.....	174

Liste des symboles

A :	Coefficient d'accélération de zone.
A_S :	Aire d'une section d'acier.
φ :	Angle de frottement.
Q :	Charge d'exploitation.
γ_S :	Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_b :	Coefficient de sécurité dans le béton.
σ_s :	Contrainte de traction de l'acier.
σ_{bc} :	Contrainte de compression du béton.
σ_s :	Contrainte de traction admissible de l'acier.
σ_{bc} :	Contrainte de compression admissible du béton.
$\bar{\tau}_u$:	Contrainte ultime de cisaillement.
$\bar{\tau}$:	Contrainte tangentielle.
β :	Coefficient de pondération.
σ_{sol} :	Contrainte du sol.
σ :	Contrainte moyenne.
G :	Charge permanente.
ξ :	Déformation relative.
V_0 :	Effort tranchant a la base.
$E.L.U$:	Etat limite ultime.
$E.L.S$:	Etat limite service
N_u :	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
T_u :	Effort tranchant ultime.
T :	Période.
S_t :	Espacement.
λ :	Elancement.
F :	Force concentrée.
f :	Flèche.

f_{adm} :	Flèche admissible.
L :	Longueur ou portée.
L_f :	Longueur de flambement.
F_e :	Limite d'élasticité de l'acier.
M_u :	Moment à l'état limite ultime.
M_{ser} :	Moment à l'état limite de service.
M_t :	Moment en travée.
M_a :	Moment sur appuis.
M_0 :	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
I :	Moment d'inertie.
M :	Moment, Masse.
E_{ij} :	Module d'élasticité instantané.
E_{vj} :	Module d'élasticité différé.
E_s :	Module d'élasticité de l'acier.
f_{c28} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
f_{t28} :	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
F_{cj} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
K :	Coefficient de raideur de sol.
δ_{ek} :	Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
E :	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\ 000$ MPa).
G :	Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 84\ 000$ MPa).
F_p :	Effort de précontrainte dans les boulons.
M :	Moment sollicitant, en générale.
M_{cr} :	Moment critique élastique de déversement.
M_{el} :	Moment élastique.
M_{pl} :	Moment plastique.
M_R :	Moment résistant.
N_{pl}	Effort normal de plastification.
f_u :	Contrainte de rupture d'une pièce.
f_{ub} :	Contrainte de rupture d'un boulon.
f_y :	Limite d'élasticité d'une pièce.
K :	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre.

k_s :	Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.
K_y :	Coefficient de flambement –flexion.
m :	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
n :	Nombre de boulons.
β_M :	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
β_w :	Facteur de corrélation (soudure).
ε :	Coefficient de réduction élastique de l'acier.
η :	Facteur de distribution de rigidité (flambement).
λ :	Elancement.
λ_k :	Elancement eulérien.
λ :	Elancement réduit.
λ_{LT} :	Elancement de déversement.
μ :	Coefficient de frottement.
χ :	Coefficient de réduction de flambement.
χ_{LT} :	Coefficient de réduction de déversement.
A_{net} :	Section nette d'une pièce.
A_s :	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
I_t :	Moment d'inertie de torsion.
I_y :	Moment d'inertie de flexion maximale.
I_z :	Moment d'inertie de flexion minimale.
W_{eff} :	Module de résistance efficace.
W_{el} :	Module de résistance élastique.
W_{pl} :	Module de résistance plastique.
b :	Largeur d'une semelle de poutre.
D :	Diamètre nominale des tiges des boulons
d_0 :	Diamètre de perçage des trous de boulonnage.
i :	Rayon de giration d'une section.
l :	Largeur d'une poutre.
t :	Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.
t_f :	Epaisseur d'une semelle de poutre.
t_w :	Epaisseur d'une âme de poutre.

- α : Angle en général.
- γ_{Mb} : Résistance des boulons au cisaillement.
- γ_{Mb} : Résistance des boulons au à la traction.
- F_v : Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
- F_B : Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
- F_T : Résistance des boulons en traction.
- α : Facteur d'imperfection (flambement).
- β_{MLT} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
- F_y : Limite d'élasticité.
- $F_{t,Rd}$: Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab.

Introduction générale

Introduction générale

Le génie civil est un domaine spécialisé et très vaste. Il s'agit du domaine de l'urbanisme dont la fonction, est de construire et, d'une manière plus générale, de mettre en œuvre les décisions d'aménagement du territoire.

La construction en charpente métallique commence à prendre une place de plus en plus prédominante dans le domaine de génie civil en Algérie, durant ces dernière années la mise en valeur du développement économique et social nécessité le lancement de nombreux projets parmi lesquels ; la construction des salles de sports, des piscines couvertes ; des bâtiments industriels...etc., le calcul d'une charpente métallique se doit être 100% précis, il est donc primordial de faire concevoir une telle construction au près d'un professionnel de l'ossature métallique.

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier une salle de sport en charpente métallique, cette structure constituée de deux parties, la première est un hangar (terrain de sport) et la deuxième un bloc en charpente métallique. L'étude de la structure est principalement réalisée conformément à la réglementation en vigueur et à l'aide du logiciel du calcul par éléments finis **ETABS** qui permet de modéliser, analyser et dimensionner les différentes parties de la structure.

Ce mémoire comporte huit chapitres qui sont développés comme suit :

Le premier chapitre est consacré aux généralités et la présentation de l'ouvrage ainsi que les règlements et les matériaux utilisés.

Le deuxième chapitre portera le pré-dimensionnement des différents éléments de la structure ainsi que l'évaluation des charges.

Le troisième chapitre est consacré à l'étude des effets climatiques sur la structure, tels que le vent et la neige.

Le quatrième chapitre portera l'étude dynamique et sismique qui va être faite par logiciel **ETABS** pour déterminer les efforts dans les éléments.

Le cinquième chapitre sera la vérification des différents éléments de la structure tels que poteaux, poutres, contreventements.

Le sixième chapitre sera consacré pour l'étude des assemblages des différents éléments par logiciel **ROBOT structural analysis**.

Le septième chapitre sera l'étude des bases des poteaux.

Le huitième chapitre portera l'étude des fondations.

Nous terminerons ce mémoire par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

Dans le génie civil en général, lors de la conception on doit fournir au maître de l'ouvrage la construction qui répond à ses exigences d'utilisation avec ça. On doit garantir à l'utilisateur un niveau de sécurité adéquat.

L'ingénieur et l'architecte sont alors responsables de définir une marge de sécurité acceptable pour la structure. Dressée sur la base du règlement de calcul en vigueur et d'un plan d'exploitation de la structure envisagée, la conception doit tenir compte des avantages et des inconvénients de la construction en charpente métallique.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est une salle de sport composée d'un hangar et un bloc en charpente métallique, supposée être implantée dans la commune de **BLIDA**.

Cette région est classée comme zone de forte sismicité III, selon la classification des zones établie par le règlement parasismique Algérien **RPA99 (version 2003)**.

I.2.1 Classification de l'ouvrage :

- Hypothèses climatiques : Zone B pour la neige,
Zone I pour le vent (selon le **RNV2013**) tableau A.2
- Zone sismique : zone III (forte sismicité selon le **RPA99V2003**).
- Groupe d'usage « 2 » (ouvrage d'importance moyenne), Et de site S3 (site meuble)
(Selon le **RPA99V2003**)

I.2.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Cette salle de sport est constituée de deux parties. La première partie est un terrain de sport (basketball, handball et volleyball) couvert par une toiture en charpente métallique qui est portée par des portiques et des poteaux en acier, avec des murs en maçonnerie. La deuxième partie est un bloc d'un seul niveau en charpente métallique avec un terrasse inaccessible.

- **Dimensions de la partie A « bloc en charpente métallique » :**
 - Longueur totale 7,7 m.
 - Largeur totale 28.9 m.
 - La hauteur 3.8 m, 4.3 m.
 - La surface : 158.11 m²

- **Les dimensions de la partie B « hangar » :**
 - Longueur totale 29.4 m.
 - Largeur totale 20,30 m.
 - La hauteur totale 10,30 m.
 - La surface: 596.82 m².

Les plans de cet ouvrage sont représentés ci-dessous :

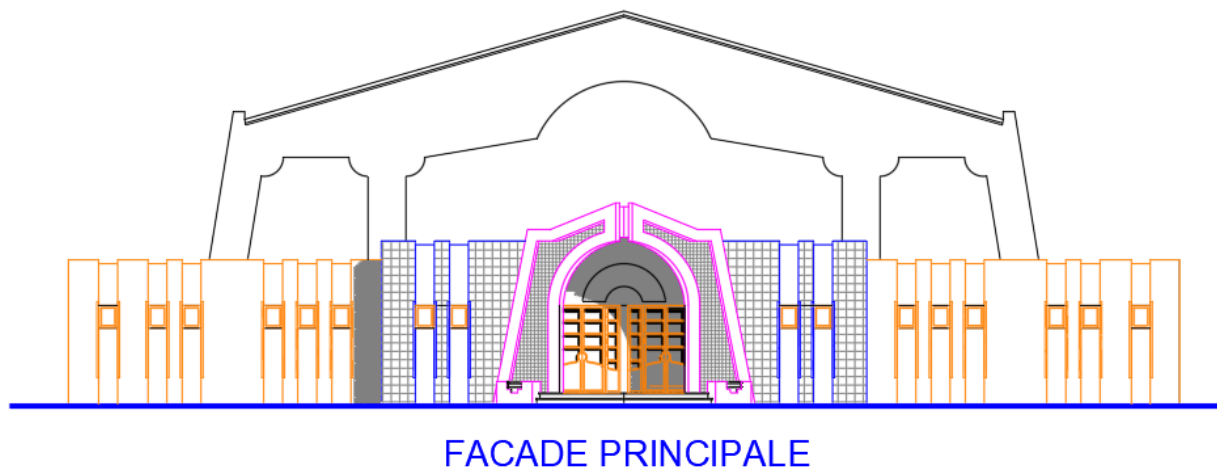


Figure I.1 : Façade principale.

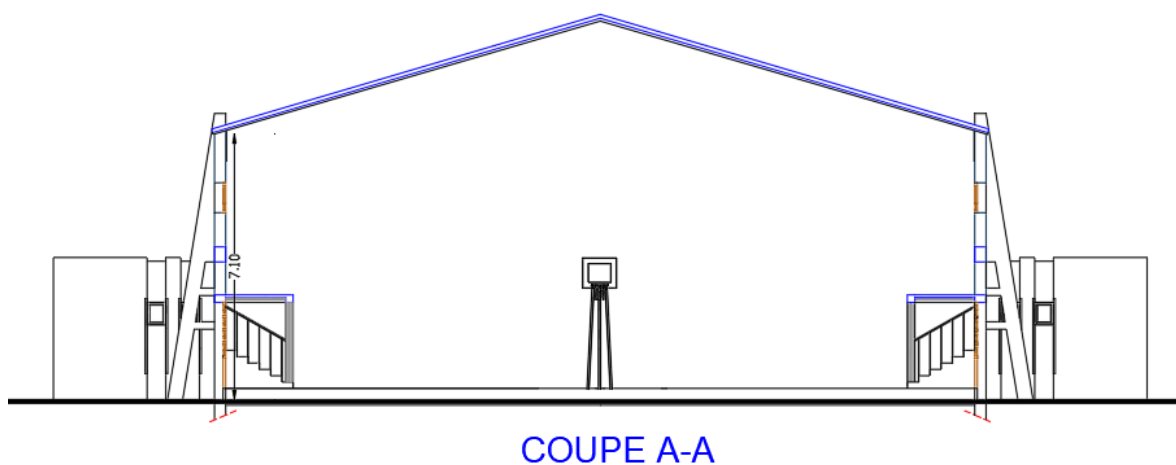


Figure I.2 : Coupe A-A.

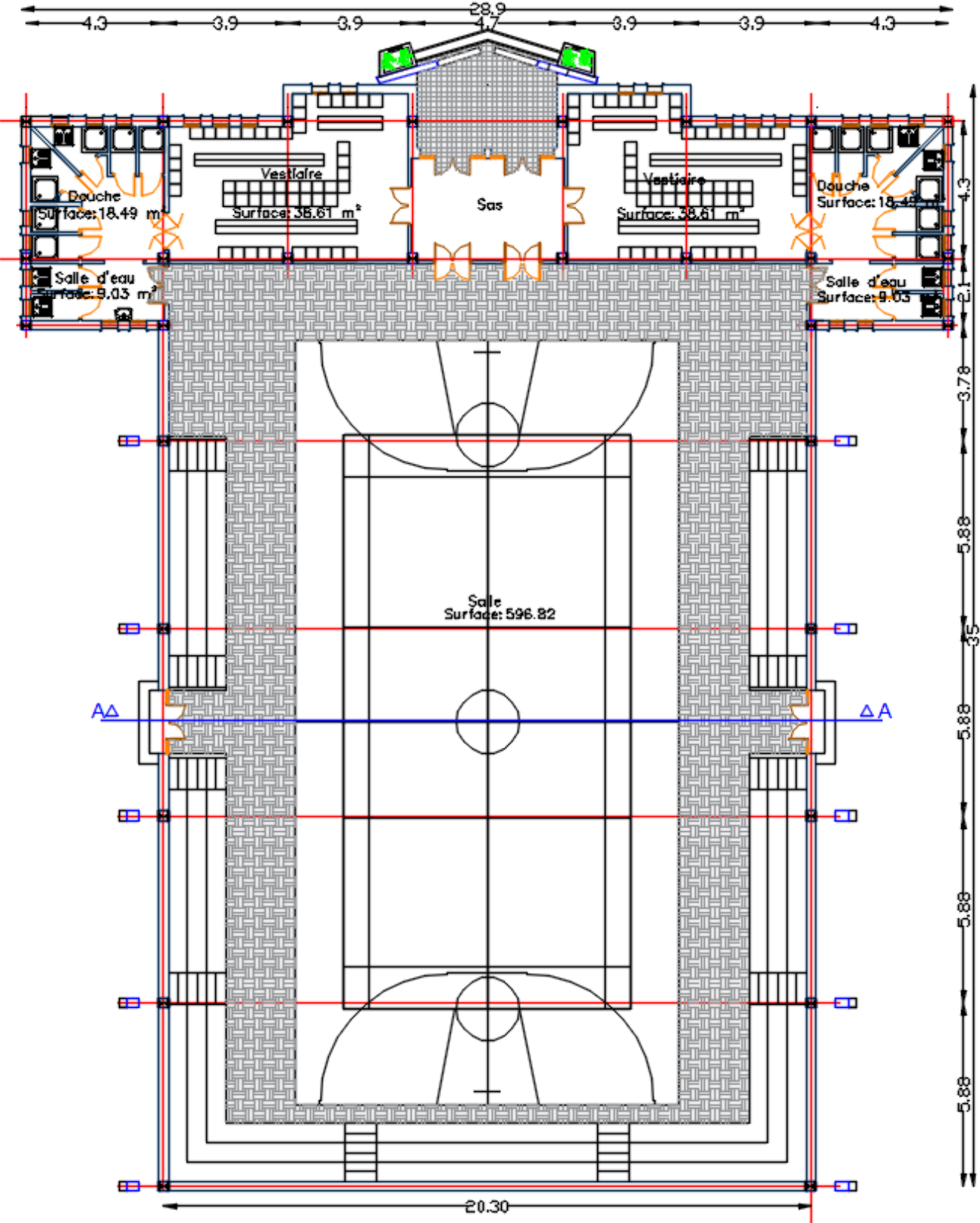
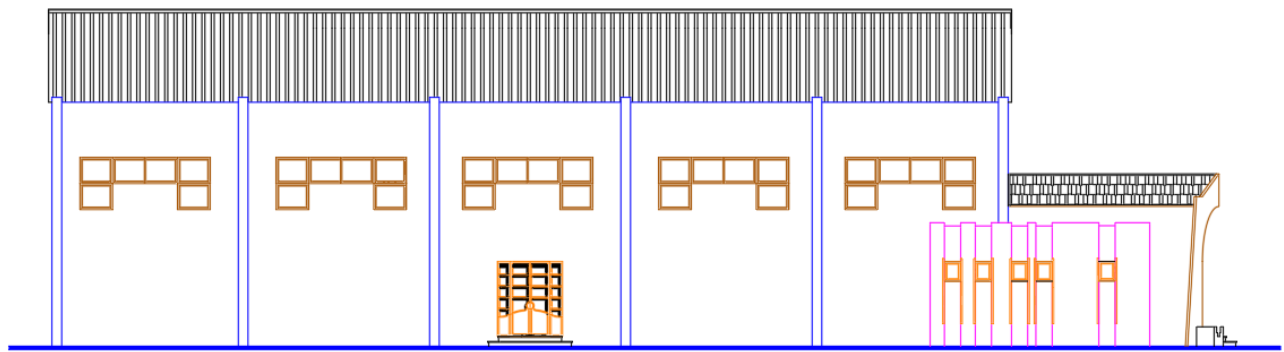
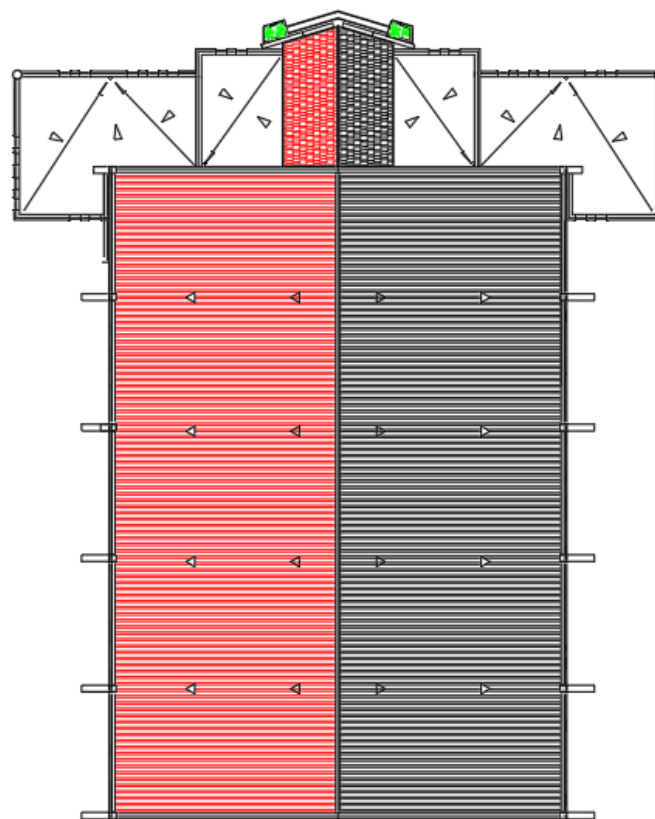


Figure I.3 : Vue en plan de la salle.



FACADE LONGITUDINALE

Figure I.4 : Façade longitudinale.



PLAN DE TOITURE

Figure I.5 : Plan de toiture.

I.3 Les éléments de l'ouvrage :

- **Les plancher :**

La structure comporte un plancher mixte en acier-béton, connu sous le nom de plancher collaborant dont la composition est illustrée sur la figure. Il est constitué de :

- Dalle en béton armé collaborant (béton+ treillis soudé).
- Solives.
- Connecteurs soudés.
- Tôle profilée en HI BOND 55.

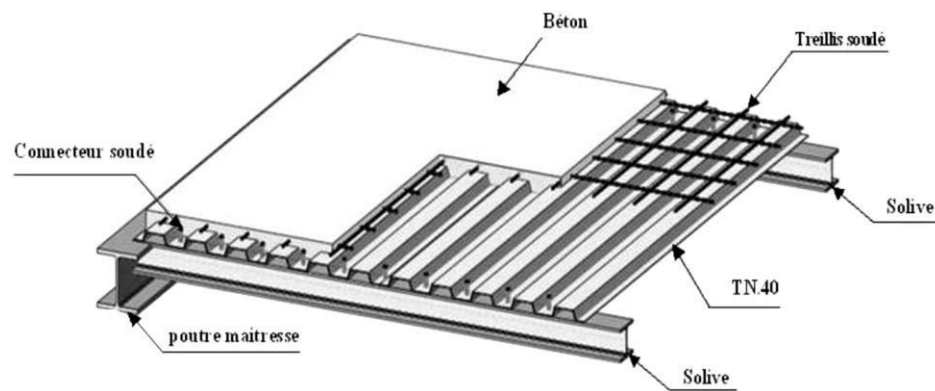


Figure I.6: Plancher collaborant.

- **Toiture :**

La toiture est charpente métallique. Elle est constituée en panneau sandwich reposant sur des pannes, et des poutres au vent.

- **System de stabilités :**

La structure est une ossature, poteaux – poutres en charpente métallique avec des contreventements (des palées triangulées en X suivant le sens Y et X).

- **Les poteaux :**

Ce sont des éléments en charpente métallique et qui sont généralement en profile HEA.

- **Les Poutres :**

Ce sont des éléments en charpente métalliques et qui sont généralement en profile IPE. il y a deux types des poutres (poutres porteuse, poutres secondaire).

- **La maçonnerie :**

Les murs extérieurs sont réalisés en double cloison de 15/10 cm, séparé d'une âme d'aire de 5cm.

Les murs intérieurs sont réalisés de simple cloison de 10cm en briques creuses, leurs fonctions principales est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.

- **Les fondations :**

Les fondations reprennent les charges et surcharges supportées par la superstructure et les transmettent au sol dans les bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage. Le choix du type de fondation se fait conformément au rapport du sol.

I.4 Caractéristique des matériaux utilisés :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en charpente métallique (EUROCODE 3) et tous les règlements applicables en Algérie (**RPA 99 version 2003**).

I.4.1 Acier :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210\,000$ MPa.
- Module de cisaillement : $G = E / [2(1+\nu)]$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ par °C
- Masse volumique $\rho = 7850$ kg/m³

- **Acier pour ferrailage :**

Pour assurer un bon fonctionnement des fondations en utilisant des armatures et des treillis soudés de type HA et de dont les caractéristiques sont :

- Contrainte limite d'élasticité : $F_e = 400$ MPa
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 2,1 \times 10^5$ MPa

- **Résistance :**

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par l'Eurocode 3 et le CCM97. La nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est la S275.

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40\text{mm}$		$40\text{mm} \leq t \leq 100\text{mm}$	
	Fy (N/mm ²)	Fu (N/mm ²)	Fy (N/mm ²)	Fu (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

Tableau I.1 : Caractéristiques des nuances d'acier.

I.4.2 Le béton :

Le béton est un matériau de construction composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. Il présente une excellente résistance à la compression, 10 fois plus que sa résistance en traction. Pour notre projet on utilise le béton dont les caractéristiques physiques et mécaniques sont :

- Masse volumique : $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
- La résistance à la compression a 28 jours $f_{c28} = 25\text{MPa}$ pour le béton de classe C25/30.
- La résistance à la traction a 28 jours $f_{t28} = 0.06f_{c28} + 0.5 = 2.1\text{MPa}$

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée Par :

Avec : $\gamma_b = 1,5$ action durable

$\gamma_b = 1,15$ action accidentelle

I.5 Règlements utilisés :

Pour justifier la sécurité et la résistance de la structure, on se base sur les règlements suivants :

- **CCM97** : règles de calcul des constructions en acier.
- **DTR C 2-2** : document technique réglementaire (charges permanente et d'exploitation).
- **RPA99 V2003** : règlement parasismiques algériennes version 2003.
- **RNV2013** : règles définissant les efforts de la neige et du vent version 2003.
- **BAEL** : Béton armé aux états limité.

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

Vue en plan de la partie A :

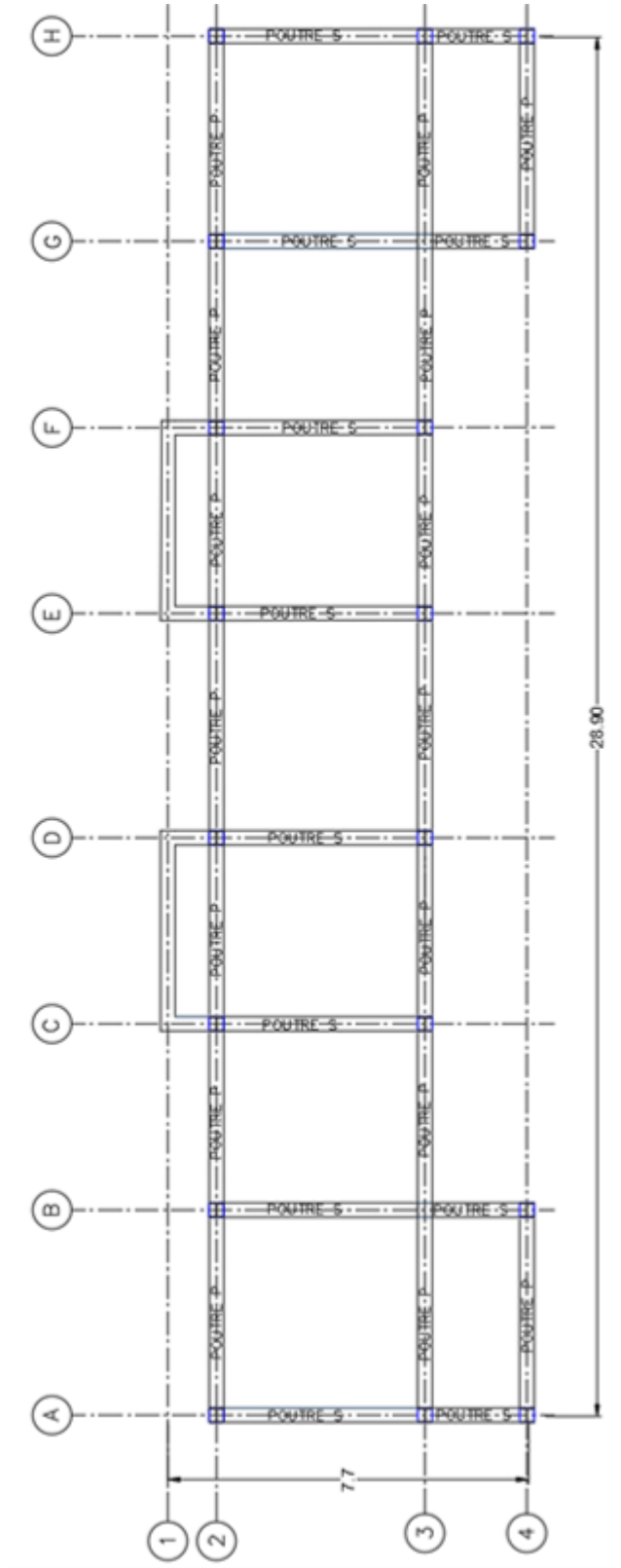


Figure II.A.1 : vue en plan de la partie A

Vue en 3D de la partie A :

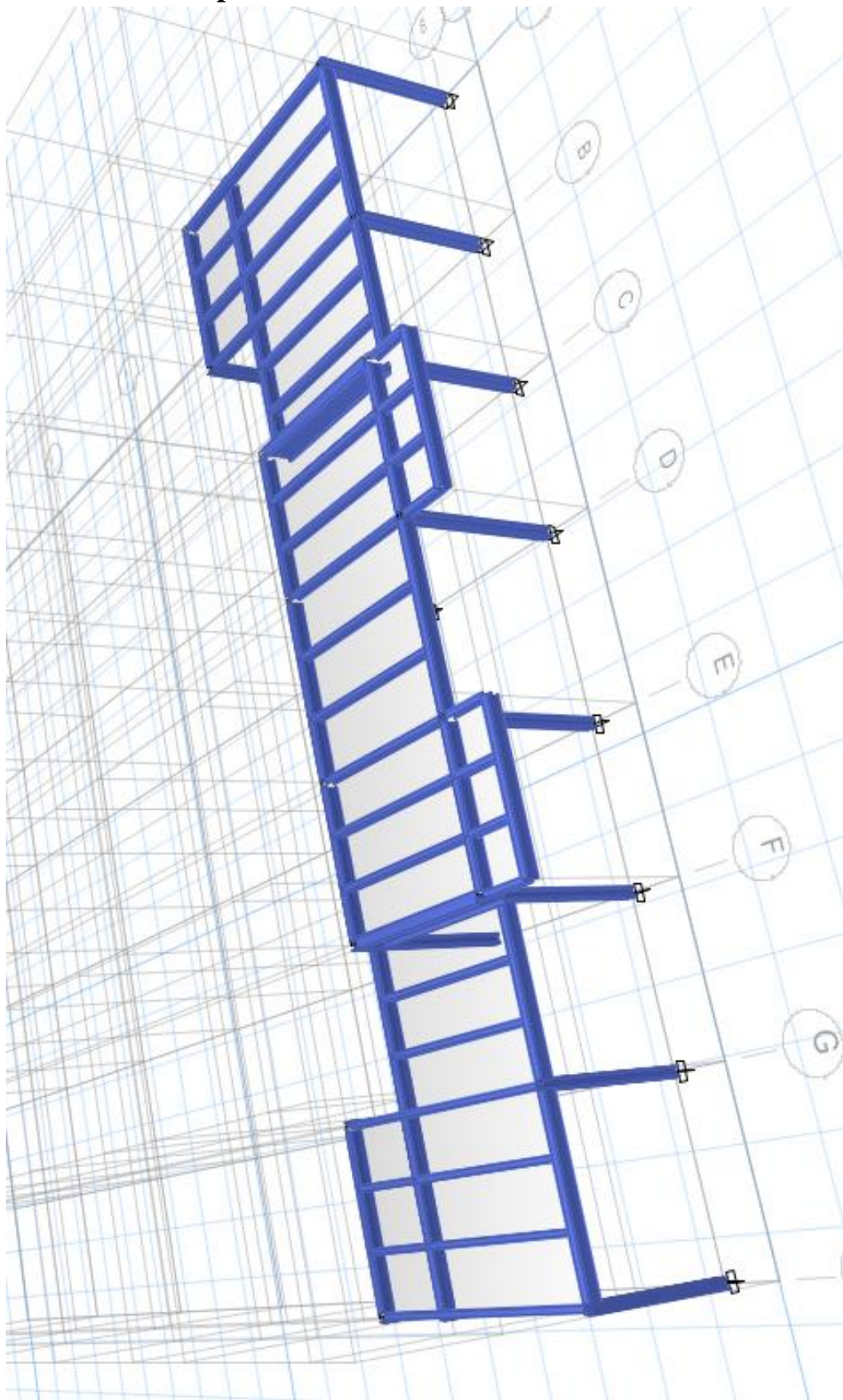


Figure II.A.2 : vue en 3D de la partie A

Partie A « bloc en charpente métallique »

II.A.1 Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres...etc.) d'une structure est une étape essentielle dans tout calcul d'un projet.

En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations, le prédimensionnement des éléments se fait selon les règles de calcul de **DTR2.2** [1], **BAEL91** [3].

II.A.2 Pré-dimensionnement des planchers collaborant :

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

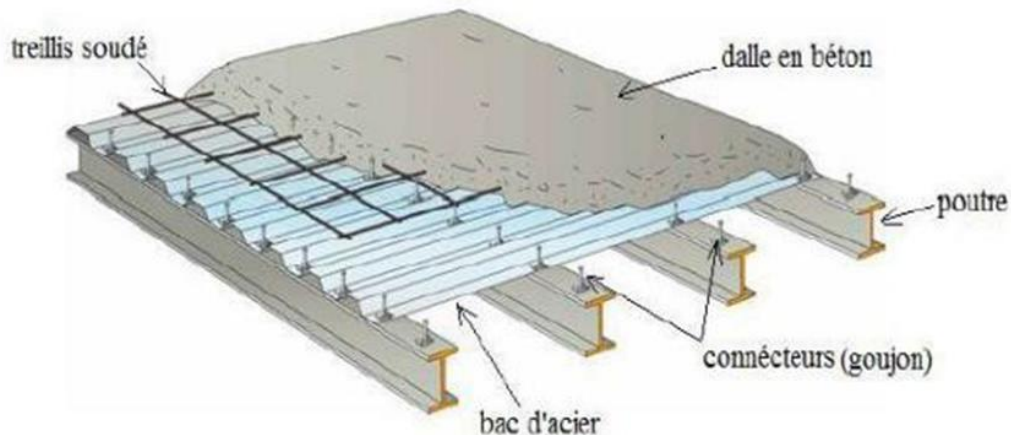


Figure II.A.3 : plancher collaborant.

- **Méthode de calcul:**

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- **Phase de construction:**

Le profilé d'acier travaille seul et les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton frais.
- Surcharge de construction (ouvrier).

- **Phase finale:**

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

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton sec.
- Surcharge d'exploitation.

II.A.3 Evaluation des charges et surcharges :

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges selon Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR B.C 2.2**) [2]. Qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

- **Plancher terrasse inaccessible :**

- **Charge permanent :**

Matériaux	G(KN/m ²)
1. Protection en gravillon.	0.85
2. Etanchéité multicouche.	0.12
3. Forme de pente (é=10cm).	2.2
4. Isolation thermique.	0.16
5. Dalle en béton armé (t =15 cm).	3.75
6. Bac d'acier (HIBON 55).	0.15
7. Faux plafond.	0.2
ΣG	7.43

Tableau II.A.1 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

- **Charge d'exploitation :**

Terrasse inaccessible

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau (DE-53) sur laquelle nous effectuerons notre calcul est représenté sur la figure suivante :

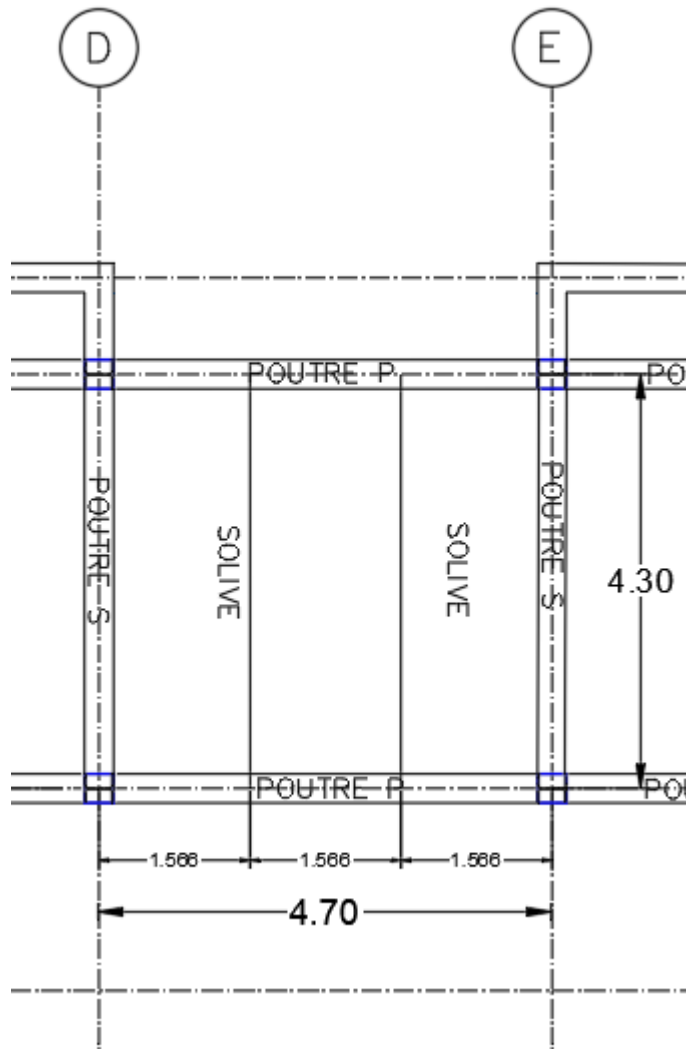


Figure II.A.4 : le panneau le plus défavorable.

II.A.4 Calcul des solives :

Les solives sont des poutrelles métalliques, généralement **IPE** ou **IPN**, leur espacement dépend du bac d'acier utilisé et de la charge d'exploitation. Elles se trouvent entre le plancher et les poutres, elles sont articulées à leurs extrémités et soumises à des charges uniformément réparties, la solive qui on va étudier est représenté sur la figure suivante :

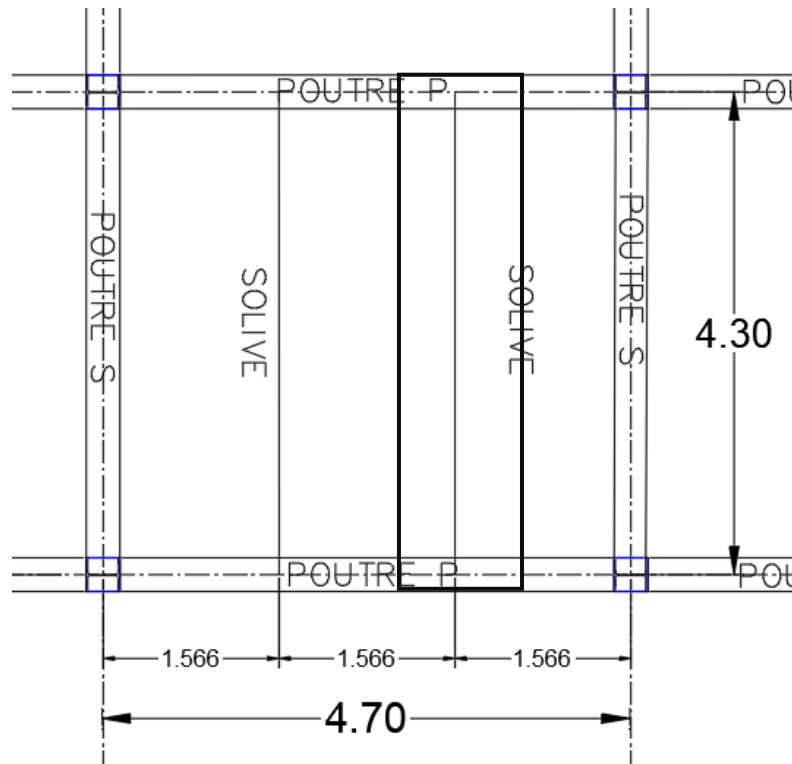


Figure II.A.5: la solive la plus sollicitée.

II.A.4.1 Pré-dimensionnement des solives du plancher :

Le prédimensionnement se fait par la formule simplifiée, avec la longueur de la solive $L = 4.3$ m et l'espacement entre les solives 1.566 m.

$$\frac{L}{35} < h < \frac{L}{30} \rightarrow 122 < h < 143 \text{ alors on opte pour un IPE160.}$$

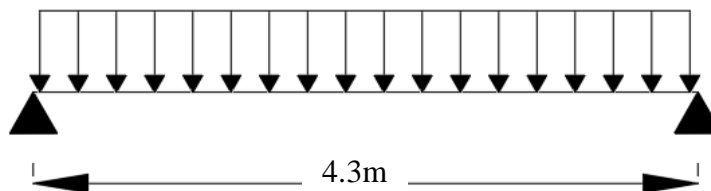


Figure II.A.6 : schéma statique de la solive la plus sollicitée.

- **Phase de construction :**

Le profilé d'acier travaille seul, donc les charges seront :

- Poids propre du béton frais (25×0.15) $G_b = 3.75 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier..... $g = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre du profilé IPE160..... $G_p = 0.158 \text{ KN/ml}$

• **Combinaisons des charges :**

L'entraxe entre les solives est 1.566 m.

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 \times G_p + 1.35 \times 1.566 \times (g + G_b) + 1.5 \times 1.566 \times Q_c$$

$$q_u = 1.35 \times 0.158 + 1.35 \times 1.566 \times (0.15 + 3.75) + 1.5 \times 1.566 \times 0.75$$

$$\rightarrow q_u = 9.91 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G_p + 1.566 \times (g + G_b) + 1.566 \times Q_c$$

$$q_{ser} = 0.158 + 1.566 \times (0.15 + 3.75) + 1.566 \times 0.75$$

$$\rightarrow q_{ser} = 7.40 \text{ kN/m}$$

• **Vérification du moment fléchissant :**

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{9.91 \times 4.3^2}{8} \rightarrow M_{sd} = 22.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1.1} \rightarrow M_{plrd} = \frac{124 \times 10^3 \times 275}{1.1} \times 10^{-6} \rightarrow M_{plrd} = 31 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 22.90 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 31 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{9.91 \times 4.3}{2} \rightarrow V_{sd} = 21.3 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{Vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{plrd} = \frac{9.66 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} \rightarrow V_{plrd} = 139.43 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 21.3 \text{ KN} < V_{plrd} = 139.43 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$0.5 V_{plrd} = 0.5 \times 139.43 = 69.715 \text{ KN} > V_{sd} = 21.3 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérifications de la flèche :**

D'après le critère de la flèche :

$$f^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \times l^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{7.4 \times 4300^4}{2.1 \times 10^5 \times 869 \times 10^4} \rightarrow f^{max} = 18 \text{ mm}$$

$$f^{adm} = \frac{l}{250} = \frac{4300}{250} = 17.2 \text{ mm}$$

$$f^{adm} = 17.2 \text{ mm} < f^{max} = 18 \text{ mm} \quad \text{Condition de la flèche non vérifiée.}$$

On doit ajouter un étaielement à $\frac{L}{2} = 2.15 \text{ m}$ pour diminuer la flèche.

$$f^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \times l^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{7.4 \times 2150^4}{2.1 \times 10^5 \times 869 \times 10^4} \rightarrow f^{max} = 1.128 \text{ mm}$$

$$f^{adm} = \frac{l/2}{250} = \frac{2150}{250} = 8.6 \text{ mm}$$

$$f^{adm} = 8.6 \text{ mm} > f^{max} = 1.128 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification du déversement :**

Pour un **IPE 160 classe 1** On doit vérifier que :

$$M_{sd} < M_{brd} = x_{lt} \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} \beta_w$$

$$x_{lt} = \frac{1}{(\phi_{LT} + \sqrt{(\phi_{LT})^2 - (\bar{\lambda}_{LT})^2})^2} \quad \text{Avec } \beta_w = 1, \gamma_{m1} = 1.1, \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.9244$$

$$M_{sd} \text{ est le moment appliqué } M_{sd} = \frac{q_u (l/2)^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{9.91 \times 2.15^2}{8} \rightarrow M_{sd} = 5.73 \text{ KN.m}$$

M_{brd} : la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement du déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{l/iz}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/iz}{h/tf}\right)^2\right]^{0.25} \sqrt{C_1}} \quad \text{Avec } C_1 = 1.132, L = 0.5L_0 = 2.15 \text{ m}$$

Avec : $h = 160 \text{ mm}$; $tf = 7.4 \text{ mm}$; $iz = 18.4 \text{ mm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{2150/18.4}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{2150/18.4}{160/7.4}\right)^2\right]^{0.25} \sqrt{1.132}} = 87.69$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9\varepsilon} = \frac{87.69}{86.8} = 1.01 > 0.4 \quad \text{il y a un risque de déversement.}$$

$$\phi_{lt} = 0.5 \times \left[1 + \alpha_{LT}(\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad \text{Avec } \alpha_{LT} : \text{facteur d'imperfection} = 0.21.$$

$$\phi_{lt} = 0.5 \times [1 + 0.21(1.01 - 0.2) + 1.01^2] = 1.095$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(1.095 + \sqrt{(1.095)^2 - (1.01)^2})} = 0.658$$

$$M_{brd} = 0.658 \times \frac{124 \times 275}{1.1} \times 1 = 20.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 5.73 \text{ KN.m} < M_{brd} = 20.4 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Phase finale :

- Poids propre de la dalle $G_t = 7.43 \text{ KN/m}^2$
- Poids du profilé IPE160 $G_p = 0.158 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

- **Combinaisons des charges :**

L'entraxe entre les solives est 1.075m.

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 \times G_p + 1.35 \times 1.566 \times G_t + 1.5 \times 1.566 \times Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0.158 + 1.35 \times 1.566 \times 7.43 + 1.5 \times 1.566 \times 1$$

$$\rightarrow q_u = 18.27 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G_p + 1.433 \times G_t + 1.433 \times Q$$

$$q_{ser} = 0.158 + 1.566 \times 7.43 + 1.566 \times 1$$

$$\rightarrow q_{ser} = 13.36 \text{ kN/m}$$

- **La largeur effective de la dalle :**

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{4} = 1.075 \\ 1.566 \end{array} \right. \rightarrow b_{eff} = 1.075 \text{ m}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$R_{béton} = 0.57 \times b_{eff} \times h_c \times f_{ck}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} b_{eff} = 1075 \text{ mm} \\ h_c = 95 \text{ mm} \\ f_{ck} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$R_{b\acute{e}ton} = 0.57 \times 1075 \times 95 \times 25 \times 10^{-3} = 1455.28 \text{ KN}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times f_y \times A_a$$

$$\begin{cases} A_a = 20.1 \times 10^2 \text{ mm}^2 \\ f_y = 275 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times 275 \times 20.1 \times 10^2 = 525.11 \text{ KN}$$

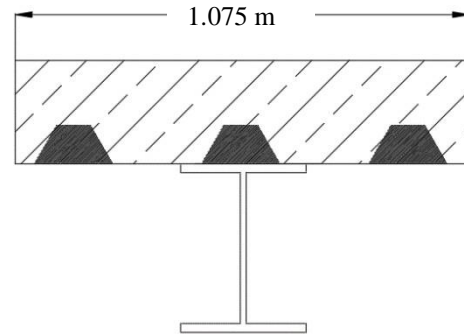


Figure II.A.7: Largeur effective de la dalle.

$$R_{b\acute{e}ton} > R_{acier}$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton.

- **Vérification de la résistance à la flexion :**

$$M_{plrd} = R_{acier} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier} \times h_c}{2 \times R_{b\acute{e}ton}} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 525.11 \left[\frac{160}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{525.11 \times 95}{2 \times 1455.28} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 111.775 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u(l)^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{18.27 \times 4.3^2}{8} \rightarrow M_{sd} = 42.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 42.22 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 111.775 \text{ KN} \quad \text{la Condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{18.27 \times 4.3}{2} \rightarrow V_{sd} = 39.28 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{plrd} = \frac{9.66 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} \rightarrow V_{plrd} = 139.43 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 39.28 \text{ KN} < V_{plrd} = 139.43 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$0.5 V_{plrd} = 0.5 \times 139.43 = 69.715 \text{ KN} > V_{sd} = 39.28 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérifications de la flèche :**

$$\text{D'après le critère de la flèche : } f^{max} = \frac{5 q_s \times l^4}{384 E I_c}, \quad f^{adm} = \frac{l}{250}$$

Avec :

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{A_a}{b_{eff} \times h_c} = \frac{20.1 \times 10^2}{1075 \times 95} = 0.019 ; \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{A_a \times (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4(1+m \times v)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times m} + I_a$$

$$I_c = \frac{2010 \times (95 + 2 \times 55 + 160)^2}{4(1 + 15 \times 0.019)} + \frac{1075 \times 95^3}{12 \times 15} + 869 \times 10^4 = 65.908 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f^{max} = \frac{5}{384} \frac{13.36 \times 4300^4}{2.1 \times 10^5 \times 65.908 \times 10^6} = 4.29 \text{ mm}$$

$$f^{adm} = \frac{l}{250} = \frac{4300}{250} = 17.2 \text{ mm}$$

$f^{adm} = 18.8 \text{ mm} > f^{max} = 4.29 \text{ mm}$ Condition de la flèche est vérifiée.

- **Vérification du déversement :**

Dans cette phase, on ne vérifie pas le déversement, car la semelle supérieure de solive est maintenue par le béton dur.

II.A.4.2 Etude des connecteurs :

Type goujon :

- Hauteur de connecteur : $h = 95 \text{ mm}$.
- Diamètre de connecteur : $d = 19 \text{ mm}$.

- Détermination de Prd (résistance au cisaillement) :

$$P_{rd} = \min \left\{ 0.8 f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} ; 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \right\}$$

Avec :

- f_{ck} : Résistance caractéristique de béton..... 25 N/mm²
- E_c : module de Young de béton..... 30.5 KN/mm²
- F_u : Résistance caractéristique des connecteurs..... 450N/mm²

$$\gamma_v = 1.25 \text{ et } \begin{cases} \alpha = [0.2(h/d) + 1] \text{ si } 3 < \frac{h}{d} < 4 \\ \alpha = 1 & \text{ si } \left(\frac{h}{d}\right) > 4 \end{cases}$$

Nous avons $\alpha = 1$ car $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4$

$$P_{rd} = \min\{81.656; 73.13\} = 73.13 \text{ KN}$$

- **Influence du sens du bac d'acier K_t :**

Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right)$$

- N_r : Nombre de goujon par nervure = 1

- $h_p = 55 \text{ mm}$

- $h_c = 95 \text{ mm}$ (hauteur du connecteur)

- $b_0 = 88.5 \text{ mm}$.

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{88.5}{55} \times \left(\frac{95}{55} - 1 \right) = 0.819 < 1$$

$$P_{rd} = P_{rd} \times k_t = 73.13 \times 0.819 = 59.893 \text{ KN}$$

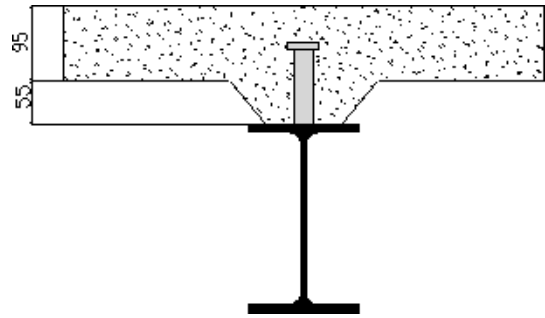


Figure II.A.8: disposition des connecteurs.

- **Effort tranchant repris par les goujons détermination de R_L :**

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}}; R_{\text{Acies}}); \quad R_L = \inf (1455.28; 525.11) \rightarrow \quad R_L = 525.11 \text{ kN}$$

- **Nombre de connecteurs :**

$$\text{Nbr} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{525.11}{59.839} = 8.77$$

On prend **9 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **18 connecteurs** sur toute la longueur totale de la solive.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre :

$$e_{\min} > 5 \times d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$e_{\max} > 6 \times h = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

$$e = \frac{l}{18-1} = \frac{4300}{18-1} = 252.9 \text{ mm}$$

Donc on prend **18 connecteurs**, avec un espacement de **253 mm**

II.A.5 Etude des poutres :

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement en flexion.

La poutre la plus sollicitée E-23, a une portée de 4.3m elle reprend 2 charges concentrée (R solive) qui représentent les réactions des solives et une charge uniformément répartie due à son poids propre et le poids de béton sur la largeur de la semelle.

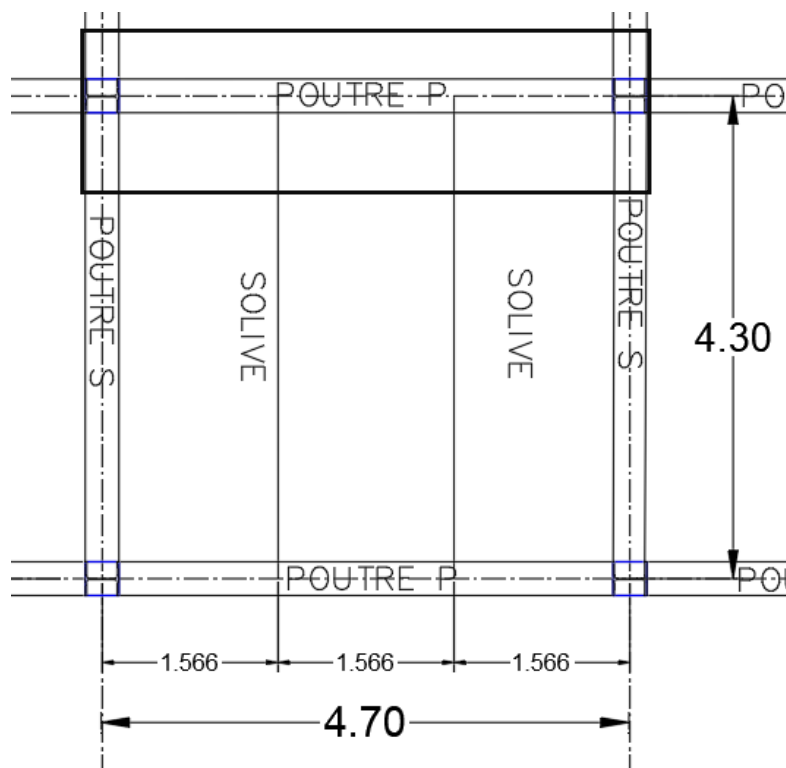


Figure II.A.9 : la poutre la plus sollicitée.

II.A.5.1 Prédimensionnement des poutres principal :

On aura une poutre principale de 4.7 m à vérifier.

$$\frac{1}{25} < h < \frac{1}{15} \rightarrow \frac{4700}{25} < h < \frac{4700}{15} \rightarrow 188 < h < 313.33$$

On prend **IPE200**

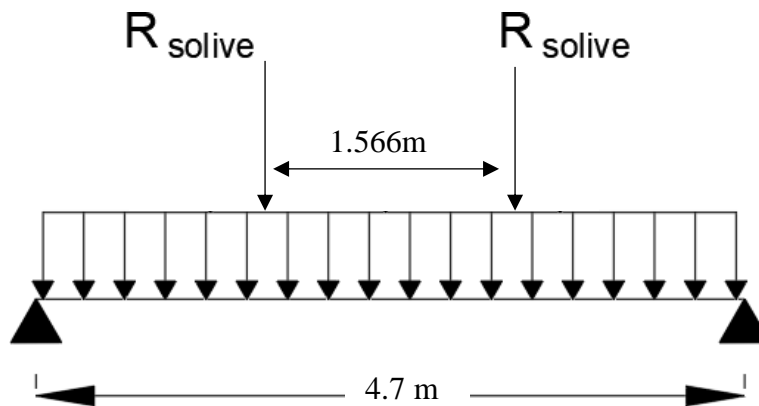


Figure II.A.10: les réactions des solives sur la poutre.

- **Phase de construction :**

• **Evaluation des charges :**

- Poids propre du profilé IPE 200..... $G_p = 0.307 \text{ Kn/ml}$
- Poids du bac d'acier HIBON55 $g = 0.15 \text{ Kn/m}^2$
- Poids du béton frais : $G_b = 3.75 \text{ Kn/m}^2$
- Surcharge de construction(ouvrier) : $Q_c = 0.75 \text{ Kn/m}^2$

• **Combinaisons des charges :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 \times G_p + 1.35 \times b_s \times (g + G_b) + 1.5 \times b_s \times Q_c$$

$$q_u = 1.35 \times 0.307 + 1.35 \times 0.15 \times (0.15 + 3.75) + 1.5 \times 0.15 \times 0.75$$

$$\rightarrow q_u = 1.37 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G_p + b_s \times (g + G_b) + b_s \times Q_c$$

$$q_{ser} = 0.307 + 0.15 \times (0.15 + 3.75) + 0.15 \times 0.75$$

$$\rightarrow q_{ser} = 1.005 \text{ kN/m}$$

• **Réaction des solives sur la poutre :**

- ELU : $q_u = 9.91 \text{ KN/m}$
- ELS : $q_{ser} = 7.4 \text{ KN/m}$

$$R_u = \frac{q_{u_{solive}} \times L_{solive}}{2} = \frac{9.91 \times 4.3}{2} + \frac{9.91 \times 3.9}{2} = 40.63 \text{ KN}$$

$$R_{ser} = \frac{q_{ser_{solive}} \times L_{solive}}{2} = \frac{7.4 \times 4.3}{2} + \frac{7.4 \times 3.9}{2} = 30.34 \text{ KN}$$

- **Vérification de moment fléchissant :**

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} + \frac{R \times L}{3} \rightarrow M_{sd} = \frac{1.37 \times 4.7^2}{8} + \frac{40.63 \times 4.7}{3} \rightarrow M_{sd} = 67.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{1.1} \rightarrow M_{plrd} = \frac{367 \times 10^3 \times 275}{1.1} \times 10^{-6} \rightarrow M_{plrd} = 91.75 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 67.44 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 91.75 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} + p \rightarrow V_{sd} = \frac{1.37 \times 4.7}{2} + 40.63 \rightarrow V_{sd} = 43.69 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{plrd} = \frac{19.1 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} \rightarrow V_{plrd} = 275.68 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 43.69 \text{ KN} < V_{plrd} = 275.68 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$0.5 V_{plrd} = 0.5 \times 275.68 = 137.84 \text{ KN} > V_{sd} = 43.69 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérfications de la flèche :**

D'après le critère de la flèche

$$f^{max1} = \frac{5}{384} \frac{q_s \times l^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{1.005 \times 4700^4}{2.1 \times 10^5 \times 3892 \times 10^4} \rightarrow f^{max1} = 0.78 \text{ mm}$$

$$f^{max2} = \frac{23}{384} \frac{q_s \times l^3}{EI} = \frac{23}{384} \frac{30.34 \times 10^3 \times 4300^3}{2.1 \times 10^5 \times 3892 \times 10^4} \rightarrow f^{max2} = 17.67 \text{ mm}$$

$$f^{max} = f^{max1} + f^{max2} = 18.45 \text{ mm}$$

$$f^{adm} = \frac{l}{250} = \frac{4700}{250} = 18.8 \text{ mm}$$

$$f^{adm} = 18.8 \text{ mm} > f^{max} = 18.45 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Verification du déversement:**

On considère que les poutres sont maintenant latéralement par des solives donc pas de risque de déversement.

- **Phase finale :**

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

Les charges de la phase finale sont :

- Poids propre de la dalle $G_t = 7.43 \text{ KN/m}^2$
- Poids du profilé IPE200..... $G_p = 0,307 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

- **Combinaisons des charges :**

ELU : $q_u = 1.35 \times G_p + 1.35 \times b_s \times (g + G_b) + 1.5 \times b_s \times Q_c$

$$q_u = 1.35 \times 0.307 + 1.35 \times 0.15 \times 7.43 + 1.5 \times 0.15 \times 1$$

$$\rightarrow q_u = 2.144 \text{ kN/m}$$

ELS : $q_{ser} = G_p + b_s \times (G_t + Q)$

$$q_{ser} = 0.307 + (7.43 + 1) \times 0.15$$

$$\rightarrow q_{ser} = 1.57 \text{ kN/m}$$

- **Réaction des solives sur la poutre :**

- ELU : $q_u = 18.27 \text{ KN/m}$

- ELS : $q_{ser} = 13.36 \text{ KN/m}$

$$R_u = \frac{q_{u_{solive}} \times L_{solive}}{2} = \frac{18.27 \times 4.3}{2} + \frac{18.27 \times 3.9}{2} = 74.9 \text{ KN}$$

$$R_{ser} = \frac{q_{ser_{solive}} \times L_{solive}}{2} = \frac{13.36 \times 4.3}{2} + \frac{13.36 \times 3.9}{2} = 54.78 \text{ KN}$$

- **La largeur effective de la dalle**

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{4} = \frac{4.7}{4} = 1.175 \\ 4.3m \end{array} \right. \rightarrow b_{eff} = 1.175m$$

- **Position de l'axe neutre:**

$$R_{béton} = 0.57 \times b_{eff} \times h_c \times f_{ck}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} b_{eff} = 1175 \text{ mm} \\ h_c = 95 \text{ mm} \\ f_{ck} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$R_{b\acute{e}ton} = 0.57 \times 1175 \times 95 \times 25 \times 10^{-3} \\ = 1590.65 \text{ KN}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times f_y \times A_a \\ \begin{cases} A_a = 39.1 \times 10^2 \text{ mm}^2 \\ f_y = 275 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times 275 \times 39.1 \times 10^2 \times 10^{-3} = 1021.48 \text{ KN}$$

$$R_{b\acute{e}ton} > R_{acier}$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton.

- **Vérification de la résistance à la flexion :**

$$M_{plrd} = R_{acier} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier} \times h_c}{2 \times R_{b\acute{e}ton}} \right) \right] \\ M_{plrd} = 1021.48 \left[\frac{200}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{1021.48 \times 95}{2 \times 1590.65} \right) \right] \times 10^{-3}$$

$$M_{plrd} = 224.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u(l)^2}{8} + \frac{RL}{3} \rightarrow M_{sd} = \frac{2.144 \times 4.7^2}{8} + \frac{74.9 \times 4.7}{3} \rightarrow M_{sd} = 123.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 123.26 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 224.21 \text{ KNm} \text{ la Condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} + p \rightarrow V_{sd} = \frac{2.144 \times 4.7}{2} + 74.9 \rightarrow V_{sd} = 79.93 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{plrd} = \frac{19.1 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} \rightarrow V_{plrd} = 275.68 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 79.93 \text{ KN} < V_{plrd} = 275.68 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$0.5 V_{plrd} = 0.5 \times 275.68 = 137.84 \text{ KN} > V_{sd} = 79.93 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

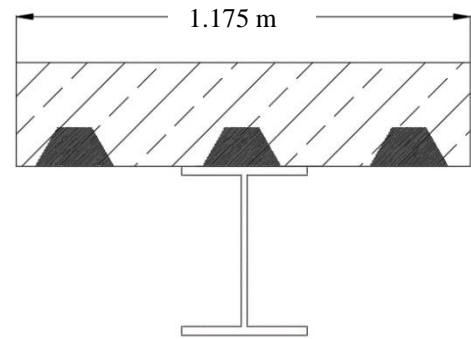


Figure II.A.11: Largeur effective de la dalle.

- **Vérifications de la flèche :**

D'après le critère de la flèche

$$f^{max1} = \frac{5}{384} \frac{q_s \times l^4}{EI_c}, \quad f^{adm} = \frac{l}{250}, \quad f^{max2} = \frac{23}{384} \frac{q_s \times l^3}{EI_c}$$

Avec

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{A_a}{b_{eff} \times h_c} = \frac{39.1 \times 10^2}{1175 \times 95} = 0.035; \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{A_a \times (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4(1 + m \times v)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times m} + I_a$$

$$I_c = \frac{3910 \times (95 + 2 \times 55 + 200)^2}{4(1 + 15 \times 0.035)} + \frac{1175 \times 95^3}{12 \times 15} + 3892 \times 10^4 = 149.65 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f^{max1} = \frac{5}{384} \frac{q_s \times l^4}{EI_c} = \frac{5}{384} \frac{1.57 \times 4700^4}{2.1 \times 10^5 \times 149.65 \times 10^6} \rightarrow f^{max1} = 0.32 \text{ mm}$$

$$f^{max2} = \frac{23}{384} \frac{q_s \times l^3}{EI_c} = \frac{23}{384} \frac{54.78 \times 10^3 \times 4300^3}{2.1 \times 10^5 \times 149.65 \times 10^6} \rightarrow f^{max2} = 8.3 \text{ mm}$$

$$f^{max} = f^{max1} + f^{max2} = 8.62 \text{ mm}$$

$$f^{adm} = \frac{l}{250} = \frac{4700}{250} = 18.8 \text{ mm}$$

$$f^{adm} = 18.8 \text{ mm} > f^{max} = 8.62 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Verification du déversement:**

On considère que les poutres sont maintenant latéralement par des solives donc pas de risque de déversement.

II.A.5.2 Etude des connecteurs :

Type goujon :

- Hauteur de connecteur : h = 95 mm.
- Diamètre de connecteur : d = 19 mm.
- Détermination de Prd (résistance au cisaillement) :

$$P_{rd} = \min \left\{ 0.8f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v}; 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \right\}$$

Avec :

- f_{ck} : Résistance caractéristique de béton..... 25 N/mm²
- E_c : module de Young de béton..... 30.5 KN/mm²
- F_u : Résistance caractéristique des connecteurs..... 450N/mm²

$$\gamma_v = 1.25 \text{ et } \begin{cases} \alpha = [0.2(h/d) + 1] \text{ si } 3 < \frac{h}{d} < 4 \\ \alpha = 1 & \text{ si } \left(\frac{h}{d}\right) > 4 \end{cases}$$

Nous avons $\alpha = 1$ car $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4$

$$P_{rd} = \min\{81.656; 73.13\} = 73.13 \text{ KN}$$

• **Influence du sens du bac d'acier K_t :**

$$k_t = 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right)$$

- N_r : Nombre de goujon par nervure = 1
- $h_p = 55 \text{ mm}$
- $h_c = 95 \text{ mm}$ (hauteur du connecteur)
- $b_0 = 88.5 \text{ mm}$

$$k_t = 0.6 \times \frac{88.5}{55} \times \left(\frac{95}{55} - 1 \right) = 0.70 < 1$$

$$P_{rd} = P_{rd} \times k_t = 73.13 \times 0.70 = 104.47 \text{ KN}$$

• **Effort tranchant repris par les goujons détermination de R_L :**

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (159.65 ; 1021.48) \rightarrow R_L = 1021.48 \text{ kN}$$

• **Nombre de connecteurs :**

$$N_{br} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{1021.48}{104.47} = 9.77$$

On prend **10 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **20 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre.

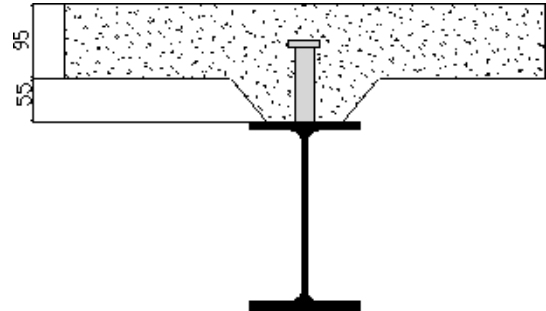


Figure II.A.12: disposition des connecteurs.

II.A.5.4 Prédimensionnement des poutres secondaire :

Les mêmes étapes ont été suivis pour le calcul des poutres secondaires alors les mêmes résultats que les solives ; **IPE160**.

II.A.6 Etude des poteaux :

Les poteaux d'une ossature métallique sont destinés à transmettre les charges verticales d'un plancher à l'autre vers l'infrastructure, ou les fondations, et sont soumis à des contraintes axiales.

II.A.6.1 Prédimensionnement des poteaux :

On a choisi le poteau E-2 :

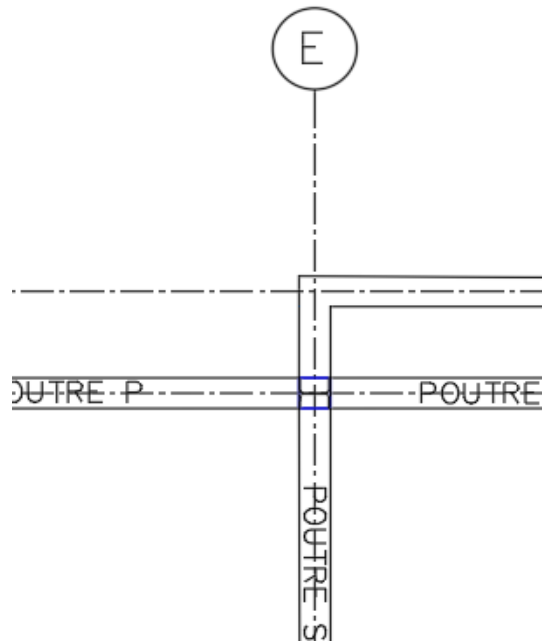


Figure II.A.13: le poteau le plus sollicité.

La surface reprise par le poteau le plus sollicité est : $S = 10.51 \text{ m}^2$.

- **Poids de plancher :**

Plancher terrasse $G = 7.43 \times 10.51 = 81.21 \text{ KN}$

- **Poids des éléments horizontaux :**

Poutre principale : $G = 0.307 \times (2.35 + 1.95) = 01.3201 \text{ KN}$

Poutre secondaire : $G = 0.158 \times (2.15 + 0.65) = 0.4424 \text{ KN}$

Solive : $G = 2 \times 0.158 \times 4.3 = 1.3588 \text{ KN}$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q_t = 1 \times 10.51 = 10.51 \text{ KN}$$

- **La descente des charges :**

$$G_t = 81.21 \text{ KN}, Q_t = 1 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1.35G + 1.5 Q = (1.35 \times 81.21) + (1.5 \times 10.51) = 125.398 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad A \geq \frac{N_{sd} \times 1.1}{f_y} \rightarrow A \geq \frac{102.4 \times 10^3 \times 1.1}{275} = 409.96 \text{ mm}^2$$

On a un seul étage donc on opte pour **HEA100**.

- **Vérifications des poteaux au flambement :**

$$\text{On doit vérifier que : } N_{sd} < N_{brd} = \frac{X \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\text{Avec : } \beta_a = 1$$

$$\gamma_{m1} = 1.1$$

$$X = \frac{1}{\varphi + \sqrt{(\varphi^2 - \bar{\lambda}^2)}}, \quad \varphi = 0.5 + (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_{y,z}}{\lambda_1} \quad \lambda_1 = 93.91 \varepsilon \quad \text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.942 \rightarrow \lambda_1 = 86.8119$$

$$\lambda = \frac{l_{f_{y,z}}}{i_{y,z}}$$

On suppose que les poteaux sont articulés dans les deux sens.

$$L_f = 4300 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{f_y}}{i_y} \rightarrow \lambda_y = \frac{4300}{40.6} \rightarrow \lambda_y = 105.92$$

$$\lambda_z = \frac{l_{f_z}}{i_z} \rightarrow \lambda_z = \frac{4300}{25.1} \rightarrow \lambda_z = 171.31$$

$\lambda_z > \lambda_y$ Donc axe de flambement z-z.

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \rightarrow \bar{\lambda} = \frac{171.31}{86.8119} \rightarrow \bar{\lambda} = 1.97$$

$\bar{\lambda} = 1.97 > 0.2$ Il y'a risque de flambement.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{96}{100} = 0.96 \\ t_f = 8 \end{array} \right. \rightarrow \text{courbe de flambement C, } \alpha = 0.49$$

$$\varphi = 0.5 + (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) \rightarrow \varphi = 0.5 + (1 + 0.49(1.97 - 0.2) + 1.97^2)$$

$$\rightarrow \varphi = 2.87$$

$$X = \frac{1}{\varphi + \sqrt{(\varphi^2 - \bar{\lambda}^2)}} \rightarrow X = \frac{1}{2.87 + \sqrt{(2.87^2 - 1.97^2)}} \rightarrow X = 0.20$$

$$Nbrd = \frac{X \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m1}} \rightarrow Nbrd = \frac{0.2 \times 1 \times 2120 \times 275}{1.1} = 106 \text{ KN}$$

$$Nsd = 125.398 \text{ KN} < Nbrd = 106 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition non vérifier.}$$

Donc on doit augmenter la section du profilé, on opte pour **HEA120**.

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} \rightarrow \lambda_y = \frac{4300}{48.9} \rightarrow \lambda_y = 88.84$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} \rightarrow \lambda_y = \frac{4300}{30.2} \rightarrow \lambda_y = 142.38$$

$\lambda_z > \lambda_y$ Donc axe de flambement z-z.

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \rightarrow \bar{\lambda} = \frac{142.38}{86.8119} \rightarrow \bar{\lambda} = 1.64$$

$\bar{\lambda} = 1.64 > 0.2$ Il y'a risque de flambement.

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{114}{120} = 0.95 \\ tf = 8 \end{cases} \rightarrow \text{courbe de flambement C, } \alpha=0.49$$

$$\varphi = 0.5 + (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) \rightarrow \varphi = 0.5 + (1 + 0.49(1.64 - 0.2) + 1.64^2)$$

$$\rightarrow \varphi = 2.198$$

$$X = \frac{1}{\varphi + \sqrt{(\varphi^2 - \bar{\lambda}^2)}} \rightarrow X = \frac{1}{2.198 + \sqrt{(2.198^2 - 1.64^2)}} \rightarrow X = 0.27$$

$$Nbrd = \frac{X \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m1}} \rightarrow Nbrd = \frac{0.27 \times 1 \times 2530 \times 275}{1.1} = 151.8 \text{ KN}$$

$$Nsd = 125.398 \text{ KN} < Nbrd = 151.8 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

Le choix final des profilées :

Niveau	Poteau
RDC	HEA120

Tableau II.A.2 : choix final des profilés des poteaux.

Niveau	Poutre principale	Poutre secondaire	Solive
Terrasse	IPE200	IPE160	IPE160

Tableau II.A.3 : choix final des profilés des poutres.

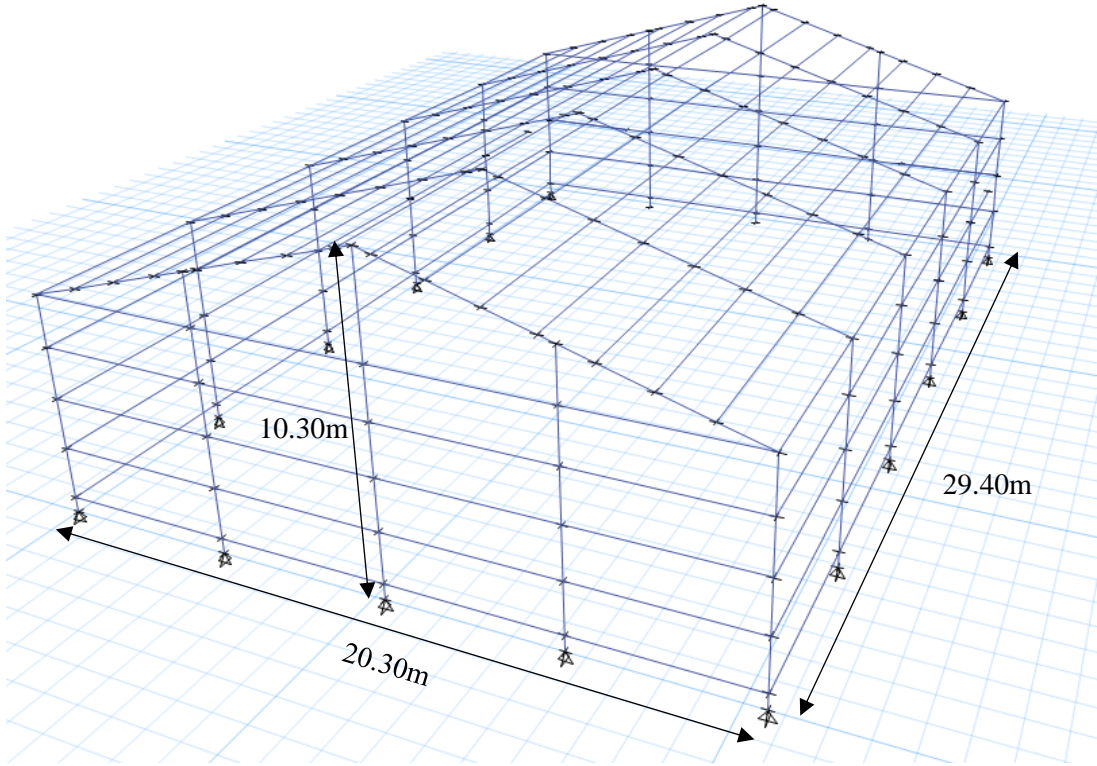


Figure II.B.1 : vue en 3D de hangar.

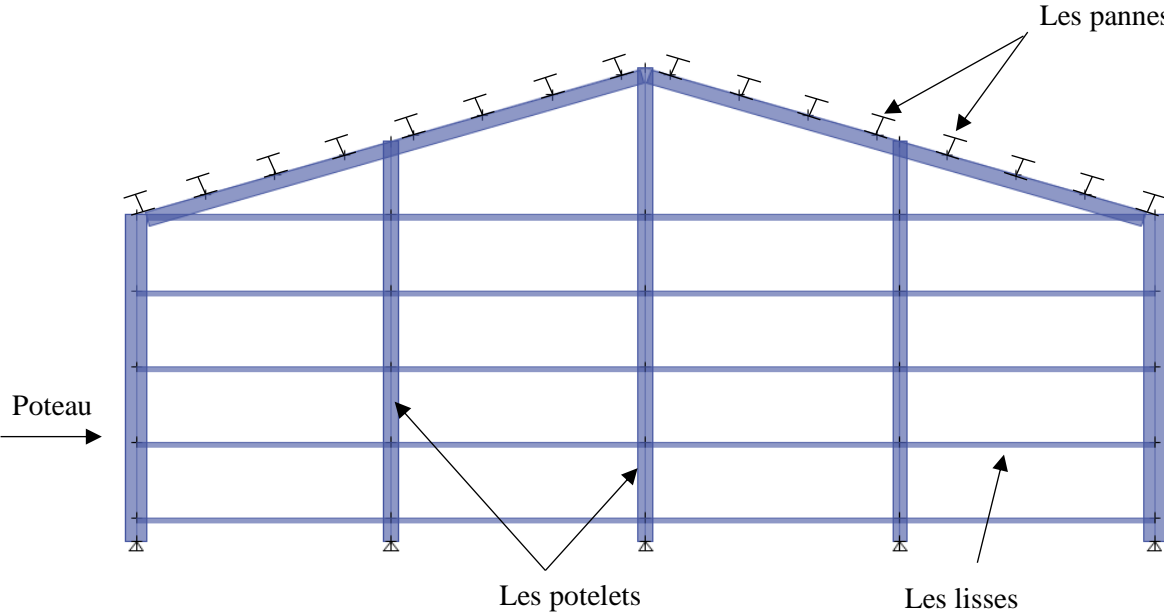


Figure II.B.2: les composantes de hangar.

Partie B « hangar »

II.B.1 Introduction :

Les éléments secondaires d'un hangar sont les éléments de construction constituant essentiellement l'enveloppe, c'est-à-dire la toiture et les façades.

Ils sont importants que les éléments primaires et doivent être pris en considération dès le début de la conception globale.

Remarque :

Le prédimensionnement de ces éléments a été calculé après avoir fait l'étude climatique qui est présentée dans le chapitre III.

II.B.2 Etude des pannes :

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur cette dernière à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitations et climatiques.

Elles sont réalisées soit en profilés formés à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilés formés à froid en (Z), (U), (Σ) ou en treillis pour les portées supérieures à 6 m.

Dans notre structure nous utiliserons des IPE

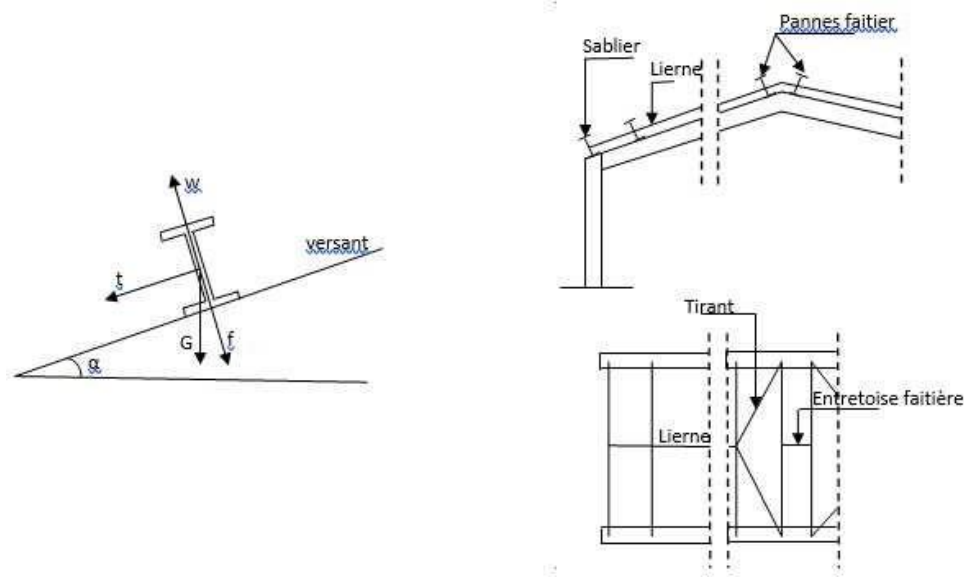


Figure II.B.3: la disposition de la panne sur la toiture.

II.B.2.1 Prédimensionnement et vérification des pannes :

- **Détermination du nombre et de l'espacement entre les pannes :**

Compte tenu de la pente des versants, les pannes sont posées inclinées d'un angle « α » et de ce fait elles travaillent en flexion déviée $\alpha=17.25^\circ$, Les fermes sont espacées de 5.88 m.

$$L' = \frac{b}{\cos\alpha} = \frac{10.3}{\cos 17.25} = 10.78 \text{ m}$$

Espacement des pannes : $e \leq 1,5 \text{ m}$

$$e = \frac{L-0.5}{n-1} \quad \text{Avec } n : \text{ Nombre de pannes}$$

$$L = e \times (n - 1) + 0.5$$

$$n = \frac{L - 0.5 + e}{e} = \frac{10.78 - 0.5 + 1.5}{1.5} = 7.8 \cong 8$$

On prend $n=8$

$$e = \frac{10.8-0.5}{8-1} = 1.46 \text{ m}$$

On opte pour 8 pannes espacées de : 1.46 m

- **Evaluation des charges :**

1. Les charges permanentes (G) :

-Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) TL 140...0.199KN/ml.

-Poids propre Accessoire0.06 KN/m².

-Poids propre de la panne estimé.....0.12KN/m².

$G = (PCouverture + Accessoire) \times e + P \text{ panne} :$

espacement entre les pannes ($e= 1.46\text{m}$)

$$G = (0.199 + 0.06) \times 1.46 + 0.12 = 0.50 \text{KN/ml}$$

2. charge d'entretiens:

La charge uniformément répartie P_{eq} due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux dû à P_{eq} et aux charges ponctuelles P .

$$P = 1 \text{KN}$$

$$M_{max} = \frac{Pl}{3} = \frac{Peql^2}{8}$$

$$Peq = \frac{8p}{3l} = \frac{8 \times 1}{3 \times 5.88} \rightarrow Peq = 0,45 \text{ KN/ml}$$

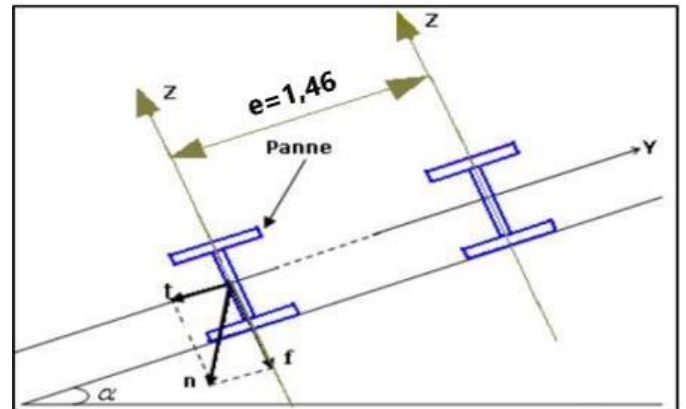


Figure II.B.4 : l'espacement entre les pannes.

On prend : $Q=0.6 \text{ kN/m}^2$ car $\alpha < 30$ d'après l'Eurocode 01

$$Q=0.6 \times 1.46=0.876 \text{ kN/ml}$$

3. Action de la neige (S) :

D'après les calculs du chapitre III :

$$S = 0.144 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0,144 \times 1,46 \cos(17.25)$$

$$S = 0,200 \text{ KN/ml}$$

a. Action du vent (W):

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur les zones H et G

(Chapitre III, Tableau III.B.12).

$$W = -882 \text{ N/m}^2$$

$$W = -882 \times 1,46$$

$$W = -1.287 \text{ kN/ml}$$

- Les combinaison des charges:

A l'état limite ultime:

$$Q_{sd,1} = 1.35G + 1.5E = 1.35 \times 0.50 + 1.5 \times 0.876$$

$$Q_{sd,1} = 1.989 \text{ KN/ml} \downarrow$$

$$Q_{sd,2} = 1.35G + 1.5S = 1.35 \times 0.50 + 1.5 \times 0.200$$

$$Q_{sd,2} = 0.976 \text{ KN/ml} \downarrow$$

$$Q_{sd,3} = G \cos \alpha - 1.5W = 0.477 + 1.5 \times (-1.287)$$

$$Q_{sd,3} = -1.455 \text{ kN/ml} \uparrow$$

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd,1}; Q_{sd,2})$$

$$Q_{sd} = 1.989 \text{ kn/ml}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \cos \alpha = 1.989 \cos 17.25$$

$$Q_{z, sd} = 1.899 \text{ kN/ml}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} l^2}{8} = \frac{1.899 \times 5.88^2}{8}$$

$$M_{y, sd} = 8.207 \text{ kn/ml}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \sin \alpha = 1.989 \times \sin(17.25)$$

$$Q_{y, sd} = 0.589 \text{ kn/ml}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} (l/2)^2}{8} = \frac{0.589 \times (5.88/2)^2}{8}$$

$$M_{z, sd} = 0.636 \text{ kn/ml}$$

- **Vérification de la panne à la résistance :**

On prend un IPE160

Pour vérifier un élément qui travaille à la flexion déviée il faut que :

$$\left(\frac{M_{sdy}}{M_{plyrd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{sdz}}{M_{plzrd}} \right)^\beta \leq 1$$

Avec :

$$M_{y, sd} = 8.207 \text{ kn/ml} , W_{ply} = 124 \text{ cm}^3$$

$$M_{z, sd} = 0.636 \text{ kn/ml} , W_{plz} = 26.4 \text{ cm}^3$$

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma m_0} = \frac{124 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 31 \text{ Kn.m}$$

$$M_{plzrd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma m_0} = \frac{26.4 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 6.6 \text{ Kn.m}$$

$$\left(\frac{8.207}{31} \right)^2 + \left(\frac{0.636}{6.6} \right)^1 = 0.16 < 1 \rightarrow \text{la résistance est vérifiée.}$$

- **Vérification de la panne au cisaillement :**

$$V_{z, sd} \leq V_{plz, rd}$$

$$V_{y, sd} \leq V_{ply, rd}$$

$$V_{z, sd} = \frac{Q_{z, sd} l}{2} = \frac{1.899 \times 5.88}{2}$$

$$V_{z, sd} = 1.396 \text{ kn}$$

$$V_{y, sd} = 0.625 Q_{y, sd} \times \left(\frac{l}{2}\right) = 0.625 \times 0.589 \times \left(\frac{5.88}{2}\right)$$

$$V_{y, sd} = 1.082 \text{ kn}$$

$$A_{vy} = 12.136 \text{ cm}^2, A_{vz} = 9.66 \text{ cm}^2$$

$$V_{pLyrd} = \frac{A_{vy} \times (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{12.136 \times 10^2 \times \left(\frac{275}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} \times 10^{-3} = 175.168 \text{ kn}$$

$$V_{pLzrd} = \frac{A_{vz} \times (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{9.66 \times 10^2 \times \left(\frac{275}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} \times 10^{-3} = 139.43 \text{ kn}$$

$$V_{z, sd} = 1.396 \leq V_{plz}, R_d = 139.43 \text{ kN}$$

$$V_{y, sd} = 1.082 \leq V_{ply}, R_d = 175.168 \text{ kN}$$

La résistance au cisaillement est vérifiée.

- **Vérification de la flèche :**

A l'état limite de service :

$$Q_{sd, 1} = G + S = 0.50 + 0.20 \rightarrow Q_{sd, 1} = 0.70 \text{ kn/ml}$$

$$Q_{sd, 2} = G \cos \alpha - W = 0.50 \cos(17.25) - 1.287 \rightarrow Q_{sd, 2} = -0.80 \text{ Kn/ml}$$

$$Q_{sd, 3} = G + E = 0.50 + 0.876 = 1.376 \text{ kn/ml}$$

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd, 1}; Q_{sd, 3})$$

$$Q_{sd} = 1.376 \text{ Kn/ml}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 0.50 \times \cos(17.25)$$

$$Q_{z, sd} = 0.477 \text{ kn/ml.}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 0.5 \times \sin(17.25)$$

$$Q_{y, sd} = 0.148 \text{ kn/ml}$$

$$f_y \leq f_{amd}$$

$$f_z \leq f_{adm}$$

- **Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis :**

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{5880}{200} \rightarrow f_{adm} = 29.4 \text{ mm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z, sd} \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{0.477 \times 5880^4}{2.1 \times 10^5 \times 869 \times 10^4} \rightarrow f_z = 4.06 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = 29.4 \text{ mm} > f_z = 4.06 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **La flèche suivant (Y-Y) sur trois appuis :**

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{2940}{200} \rightarrow f_{adm} = 14.7mm$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \times l^4}{E \times I_y} = 2.05 \times \frac{0.148 \times 2940^4}{2.1 \times 10^5 \times 68.3 \times 10^4} \rightarrow f_y = 0.411mm$$

$$f_{adm} = 14.7mm > f_y = 0.411mm \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification au déversement :**

$$Q_{z,sd} = G \cos \alpha - 1.5 W = 0.50 \times \cos(17.25) - 1.5 \times 1.287$$

$$Q_{z,sd} = -1.452 \text{ Kn/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} l^2}{8} = \frac{1.452 \times 5.88^2}{8}$$

$$M_{y,sd} = 6.275 \text{ kn/ml}$$

$$Q_{y,sd} = 1.35G \cos \alpha = 1.5 \times 0.50 \times \cos(17.25)$$

$$Q_{y,sd} = 0.645 \text{ Kn/ml}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} (l/2)^2}{8} = \frac{0.645 \times 2.94^2}{8}$$

$$M_{z,sd} = 0.696 \text{ kn/ml}$$

$$M_{pLyrd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma m_0} = \frac{124 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 31 \text{ Kn.m}$$

$$M_{pLzrd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma m_0} = \frac{26.4 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 6.6 \text{ Kn.m}$$

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

L'élanement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$ est déterminé par la formule suivante :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0,5}$$

$$\lambda_1 = 93,91\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} \rightarrow \varepsilon = 0.9244$$

$$\rightarrow \lambda_1 = 86.81$$

IPE160 : $iz = 1.84 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$; $tf = 0.74 \text{ cm}$; $L = 294 \text{ cm}$

Pour les poutres à section constante et doublement symétriques (profilés laminés en I et H), l'élançement λ_{LT} vaut :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{iz}}{\sqrt{C1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{L}{iz}}{\frac{h}{tf}} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{294}{1.84}}{\sqrt{1.28} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{294}{1.84}}{\frac{16}{0,74}} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$\rightarrow \lambda_{LT} = 102.83$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0,5} = \left[\frac{102.83}{86.81} \right] \times [1]^{0,5}$$

$$\rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = 1.184$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] \rightarrow \varphi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(1.184 - 0.2) + 1.184^2]$$

$$\rightarrow \varphi_{LT} = 1.30$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \rightarrow X_{LT} = \frac{1}{1.30 + [1.30^2 - 1.184^2]^{0,5}}$$

$$\rightarrow X_{LT} = 0.54$$

D'où :

$$Mb,rd = X_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}} = 0.54 \times 1 \times 31$$

$$\rightarrow Mb,rd = 16.74 \text{ kn/ml}$$

$$\frac{My,sd}{Mb,rd} + \frac{Mz,sd}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

$$\rightarrow \frac{6.275}{16.74} + \frac{0.696}{6.6} = 0.48 \leq 1$$

Le déversement est vérifié.

Le profile IPE160 convient pour les pannes.

II.B.3 Etude des liernes :

Les liernes sont des tirants passant au milieu des pannes, travaillent en traction. Ce sont généralement des barres en fer rond, des cornières ou des tubes.

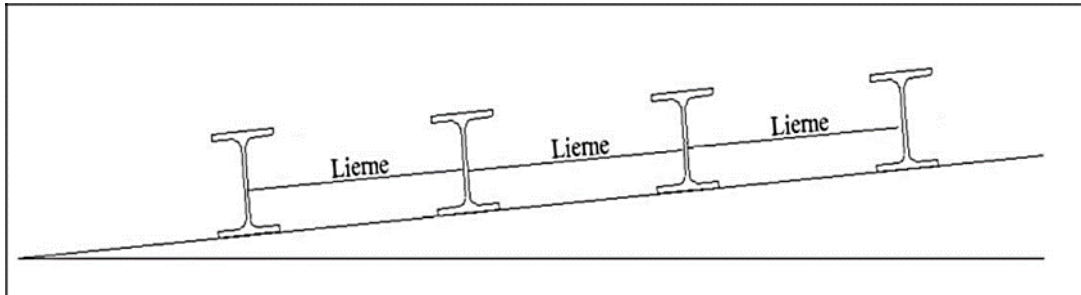


Figure II.B.5: Schéma représentant les liernes des pannes.

- **Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :**

La réaction **R** au niveau du lierne :

$$R = 1.25Qy, sd \times \frac{l}{2} \rightarrow R = 1.25(0.589) \times \frac{5.88}{2}$$

$$\rightarrow R = 2.164 \text{ kN}$$

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

$$T1 = \frac{R}{2} \rightarrow T1 = \frac{2.164}{2} \rightarrow T1 = 1.082 \text{ kN}$$

L'effort de traction dans le tronçon des liernes L_2, L_3, L_4, L_5 et L_6 :

$$Tn = R + Tn - 1$$

$$T2 = R + T1 = 2.164 + 1.082 \rightarrow T2 = 3.246 \text{ kN}$$

$$T3 = R + T2 = 2.164 + 3.246 \rightarrow T3 = 5.41 \text{ kN}$$

$$T4 = R + T3 = 2.164 + 5.41 \rightarrow T4 = 7.574 \text{ kN}$$

$$T5 = R + T4 = 2.164 + 7.574 \rightarrow T5 = 9.738 \text{ kN}$$

$$T6 = R + T5 = 2.164 + 9.738 \rightarrow T6 = 11.902 \text{ kN}$$

L'effort dans les diagonales L_7 :

$$\text{avec } \theta = \arctg\left(\frac{1.46}{2.94}\right) \rightarrow \theta = 26.40^\circ$$

$$T7 = \frac{T6}{2 \times \sin \theta} = \frac{11.902}{2 \times \sin(26.40)} \rightarrow T7 = 13.38 \text{ kN}$$

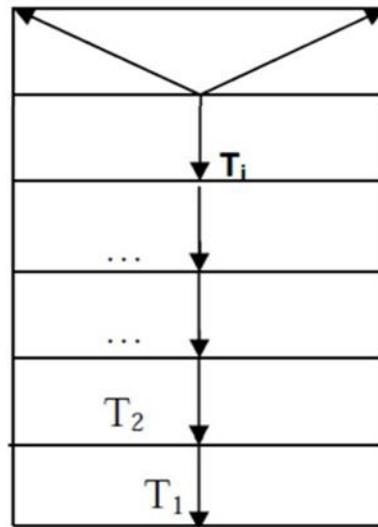


Figure II.B.6représentation des efforts de traction dans les liernes.

• **Dimensionnement :**

On prend : $T_7 = 13.38\text{kN} \rightarrow N_{sd} = 13.38\text{Kn}$

Pour les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{13.38 \times 10^3 \times 1.1}{275} \rightarrow A \geq 53.52 \text{mm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot \varnothing^2}{4} \geq 53.52 \text{mm}^2$$

$$\varnothing = \sqrt{\frac{4 \times 53.52}{\pi}} \rightarrow \varnothing = 8.25 \text{mm}$$

Pour raison sécuritaire et pratique, on adopte le diamètre $\varnothing = 10 \text{mm}$.

II.B.4 Etude des lisses de bardage :

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

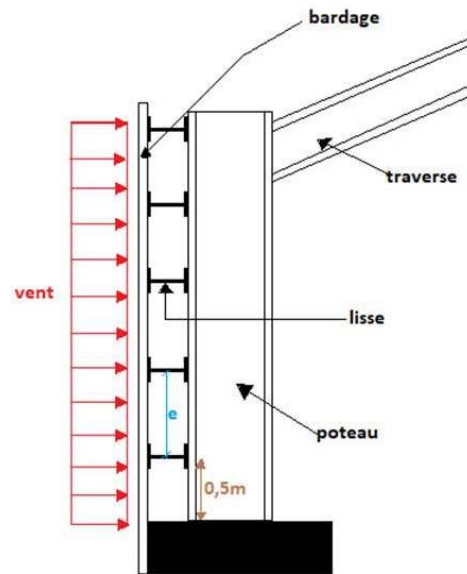


Figure II.B.7 : disposition des lisses de bardages

- **Détermination du nombre et de l'espacement entre les pannes :**

On a : $h = 0,5 + (n - 1)e$

h : la longueur du poteau (7.10 m).

e : espacement entre les lisses (on suppose que $e=1,5$ m).

n : nombre de lisses.

$$n = 1 + \frac{h - 0,5}{e} \rightarrow n = 1 + \frac{7,1 - 0,5}{1,5} \rightarrow n = 4,4$$

\rightarrow on prend $n = 5$

$$\text{D'où : } e = \frac{h-0,5}{n-1} \rightarrow e = \frac{7,1-0,5}{5-1}$$

$\rightarrow e = 1,65\text{m}$

- **Vérification de lisse de long pan :**

• **Evaluation des charges:**

1. **Les charges permanentes (G) :**

- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs) LL35.....0.109KN/ml.
- Poids propre Accessoire0.05 KN/m².
- Poids propre de la lisse (UPN140)..... 0.160 KN/ml.
- Poids propre d'isolants..... 0.05KN/ml.

$$G = (P_{\text{bardage}} + P_{\text{isolants}} + P_{\text{accessoires}}) \times e + P_{\text{lisse}}$$

$$G = (0.109 + 0.05 + 0.05) \times 1.65 + 0.160$$

$$G = 0.504 \text{ kN/ml}$$

2. **Surcharge climatique (vent) :**

Dans notre cas On calcul les pannes avec la valeur max obtenue lors de l'étude au vent Pour dimensionner, on tiendra compte de la valeur la plus défavorable entre la pression de vent exercée sur le long-pan et celle sur le pignon.

L'action du vent maximale est sur la zone D (**Chapitre III, Tableau III.B.12**) :

$$W = +898.8 \text{ N/m}^2$$

$$W = 0.898 \times 1,65$$

$$W = 1.482 \text{ kN/ml}$$

• **Les combinaisons des charges :**

A l'état limite ultime :

$$Q_{y, sd} = 1.35 G = 1.35(0.504)$$

$$Q_{z, sd} = 1.5 V = 1.5(1.482)$$

$$Q_{y, sd} = 0.680 \text{ kN.ml}$$

$$Q_{z, sd} = 2.223 \text{ kN.ml}$$

• **Vérification de la lisse a la résistance :**

On prend un UPN140

Pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes 1 et 2 :

$$\left(\frac{M_{sdy}}{M_{plyrd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{sdz}}{M_{plzrd}} \right)^\beta \leq 1$$

Dans notre cas : La section en I donc $\alpha = 2$ et l'effort normal $N_{sd} = 0$ donc : $\beta = 1$

$W_{pl, y} = 103\text{cm}^3$; $W_{pl, z} = 28.3\text{cm}^3$

$$M_{sdy} = \frac{q_{z, sd} \cdot L^2}{8} = \frac{2.223 \times 5.88^2}{8}$$

$$\rightarrow M_{sdy} = 9.60 \text{ kN.m}$$

$$M_{sdz} = \frac{q_{y, sd} \cdot L^2}{8} = \frac{0.680 \times 2.94^2}{8}$$

$$\rightarrow M_{sdz} = 0,735 \text{ kN.m}$$

$$M_{pLyrd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma m_0} = \frac{103 \cdot 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} \rightarrow M_{pLyrd} = 25.75 \text{ kN.m}$$

$$M_{pLzrd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma m_0} = \frac{28.3 \cdot 10^3 \times 235}{1,1} \times 10^{-6} \rightarrow M_{pLzrd} = 7.07 \text{ kN.m}$$

$$\left(\frac{9.60}{25.75}\right)^2 + \left(\frac{0,735}{7.07}\right)^1 = 0,24 \leq 1 \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Donc la résistance est vérifiée.

- **Vérification de la lisse au cisaillement :**

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z, sd} \leq V_{plz, Rd} \rightarrow V_{z, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l}{2} \text{ et } V_{plz, Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0}$$

$$V_{y, sd} \leq V_{ply, Rd} \rightarrow V_{y, sd} = 0.625 Q_{y, sd} \times (l/2) \text{ et } V_{ply, Rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0}$$

Avec : $A_{vy} = 2 \times b \times t_f = 1200\text{mm}^2$.

$$A_{vz} = 10.4 \times 10^2 \text{mm}^2$$

$$V_{z, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l}{2} = \frac{2.223 \times 5.88}{2} \rightarrow V_{z, sd} = 6.536 \text{ kN}$$

$$V_{plz, Rd} = \frac{12 \times 10^2 \times (275 / \sqrt{3})}{1,1} \times 10^{-3} \rightarrow V_{plz, Rd} = 173.2 \text{ kN}$$

$$V_{y, sd} = 0,625 Q_{y, sd} \times (l/2) = 0.625 \times 0.680 \times 2.94 \rightarrow V_{y, sd} = 1.249 \text{ kN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{10.4 \times 10^2 \times (275 / \sqrt{3})}{1,1} \times 10^{-3} \rightarrow V_{ply,Rd} = 150.11 \text{ kN}$$

$$V_{z,sd} = 6.536 \text{ kN} \leq V_{plz,Rd} = 173.2 \text{ kN}$$

$$V_{y,sd} = 1.249 \text{ kN} \leq V_{ply,Rd} = 150.11 \text{ kN}$$

Donc le cisaillement est vérifié.

- **Vérifications de la flèche :**

$$f_y \leq f_{amd}$$

$$f_z \leq f_{adm}$$

- Flèche vertical suivant (Z-Z) sur deux appuis :

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{5880}{200} \rightarrow f_{adm} = 29.4 \text{ mm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{1.482 \times 5880^4}{2.1 \times 10^5 \times 605 \times 10^4} \rightarrow f_z = 18.16 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = 29.4 \text{ mm} \geq f_z = 18.16 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- La flèche suivant (Y-Y) sur trois appuis :

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{2940}{200} \rightarrow f_{adm} = 14.7 \text{ mm}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{G \times (l/2)^4}{E \times I_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{0.504 \times (2940)^4}{2.1 \times 10^5 \times 62.7 \times 10^4} \rightarrow f_y = 1.53 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = 14.7 \text{ mm} \geq f_y = 1.53 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification au déversement :**

On doit vérifier que : $\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$

$$M_{y,sd} = 9.6 \text{ kn/ml}$$

$$M_{z,sd} = 0.735 \text{ kn/ml}$$

$$M_{pLyrd} = 25.75 \text{ Kn.m}$$

$$M_{pLzrd} = 7.07 \text{ Kn.m}$$

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

$$\overline{\lambda_{LT}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0,5}$$

$$\lambda_1 = 93,91\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} \rightarrow \varepsilon = 0.9244$$

$$\rightarrow \lambda_1 = 86.81$$

UPN140: $iz = 1.75\text{cm}$; $h = 14\text{cm}$; $tf = 1\text{cm}$; $L = 294\text{cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{iz}}{\sqrt{C1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{L}{iz}}{\frac{h}{tf}} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{294}{1.75}}{\sqrt{1.28} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{294}{1.75}}{\frac{14}{0.10}} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$\rightarrow \lambda_{LT} = 87.75$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0,5} = \left[\frac{87.75}{86.81} \right] \times [1]^{0,5}$$

$$\rightarrow \overline{\lambda_{LT}} = 1.108$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha (\overline{\lambda_{LT}} - 0.2) + \overline{\lambda_{LT}}^2 \right] \rightarrow \varphi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(1.108 - 0.2) + 1.108^2]$$

$$\rightarrow \varphi_{LT} = 1.209$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left[\varphi_{LT}^2 - \overline{\lambda_{LT}}^2 \right]^{0,5}} \rightarrow X_{LT} = \frac{1}{1.30 + [1.30^2 - 1.184^2]^{0,5}}$$

$$\rightarrow X_{LT} = 0.525$$

D'où :

$$Mb,rd = X_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}} = 0.525 \times 1 \times 25.75$$

$$\rightarrow Mb, rd = 13.51 \text{ kn/ml}$$

$$\rightarrow \frac{9.6}{13.51} + \frac{0.735}{7.07} = 0.81 \leq 1$$

Le déversement est vérifié.

Le profile UPN140 convient pour les lisses de bardage.

- **Calcul des liernes de long pan :**
- **Calcul de l'effort de tractions dans le lierne la plus sollicitée :**

La réaction **R** au niveau du lierne :

$$R = 1.25G \times \frac{l}{2} \rightarrow R = 1.25(0.54) \times \frac{5.88}{2}$$

$$\rightarrow R = 1.852 \text{ kN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la lisse inférieure :

$$T1 = \frac{R}{2} \rightarrow T1 = \frac{1.852}{2} \rightarrow T1 = 0.926 \text{ kN}$$

L'effort de traction dans le tronçon des liernes L_2, L_3, L_4, L_5 :

$$Tn = R + Tn - 1$$

$$T2 = R + T1 = 1.852 + 0.926 \rightarrow T2 = 2.778 \text{ kN}$$

$$T3 = R + T2 = 1.852 + 2.778 \rightarrow T3 = 4.63 \text{ kN}$$

$$T4 = R + T3 = 1.852 + 4.63 \rightarrow T4 = 6.482 \text{ kN}$$

$$T5 = R + T4 = 1.852 + 6.482 \rightarrow T5 = 8.334 \text{ kN}$$

L'effort dans les diagonales L_6 :

$$\text{avec } \theta = \arctg\left(\frac{1.46}{2.94}\right) \rightarrow \theta = 26.40^\circ$$

$$T6 = \frac{T5}{2 \times \sin \theta} = \frac{8.334}{2 \times \sin(26.40)} \rightarrow T6 = 9.37 \text{ kN}$$

- **Dimensionnement :**

$$\text{On prend : } T6 = 9.37 \text{ kN} \rightarrow N_{sd} = 9.37 \text{ kN}$$

Pour les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{9.37 \times 10^3 \times 1.1}{275} \rightarrow A \geq 37.48 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \geq 53.52 \text{ mm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times 53.52}{\pi}} \rightarrow \phi = 6.9 \text{ mm}$$

Pour raison sécuritaire et pratique, on adopte le diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$.

- **Vérification de la lisse de pignon :**

• **Evaluation des charges :**

1. **Les charges permanentes (G) :**

$$G = (P_{\text{bardage}} + P_{\text{isolants}} + P_{\text{accessoires}}) \times e + P_{\text{lisse}}$$

$$G = (0.109 + 0.05 + 0.05) \times 1.65 + 0.160$$

$$G = 0.504 \text{ kN/ml}$$

2. **Surcharge climatique (vent):**

L'action du vent maximale est sur la zone A (Chapitre III, Tableau III.B.11) :

$$W = -823.365 \text{ N/m}^2$$

$$W = 0.823 \times 1,65$$

$$W = 1.358 \text{ N/ml}$$

• **Les combinaisons des charges :**

A l'état limite ultime :

$$Q_{y, sd} = 1.35 G = 1.35(0.504)$$

$$Q_{z, sd} = 1.5 V = 1.5(1.358)$$

$$Q_{y, sd} = 0.680 \text{ kN.ml}$$

$$Q_{z, sd} = 2.04 \text{ kN.ml}$$

• **Vérification de la lisse à la résistance :**

On prend un UPN140

Pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes 1 et 2 :

$$\left(\frac{M_{sdy}}{M_{plyrd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{sdz}}{M_{plzrd}} \right)^\beta \leq 1$$

Dans notre cas : La section en I donc $\alpha = 2$ et l'effort normal $N_{sd} = 0$ donc : $\beta = 1$

$$W_{pl, y} = 103 \text{ cm}^3; W_{pl, z} = 28.3 \text{ cm}^3$$

$$M_{sdy} = \frac{q_{z, sd} \cdot L^2}{8} = \frac{2.04 \times 5.15^2}{8}$$

$$\rightarrow M_{sdy} = 6.76 \text{ kN.ml}$$

$$M_{sdz} = \frac{q_{y,sd} \cdot L^2}{8} = \frac{0.680 \times 2.575^2}{8}$$

$$\rightarrow M_{sdz} = 0,563 \text{ kN.m}$$

$$M_{pLyrd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma m_0} = \frac{103 \cdot 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} \rightarrow M_{pLyrd} = 25.75 \text{ kN.m}$$

$$M_{pLzrd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma m_0} = \frac{28.3 \cdot 10^3 \times 235}{1,1} \times 10^{-6} \rightarrow M_{pLzrd} = 7.07 \text{ kN.m}$$

$$\left(\frac{6.76}{25.75}\right)^2 + \left(\frac{0.563}{7.07}\right)^1 = 0,14 \leq 1 \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Donc la résistance est vérifiée.

• **Vérifications de la lisse au cisaillement :**

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,Rd} \rightarrow V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} \text{ et } V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0}$$

$$V_{y,sd} \leq V_{ply,Rd} \rightarrow V_{y,sd} = 0.625 Q_{y,sd} \times (l/2) \text{ et } V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0}$$

Avec : $A_{vy} = 2 \times b \times t_f = 1200 \text{ mm}^2$.

$$A_{vz} = 10.4 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{2.04 \times 5.15}{2} \rightarrow V_{z,sd} = 5.253 \text{ kN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{12 \times 10^2 \times (275 / \sqrt{3})}{1,1} \times 10^{-3} \rightarrow V_{plz,Rd} = 173.2 \text{ kN}$$

$$V_{y,sd} = 0,625 Q_{y,sd} \times (l/2) = 0.625 \times 0.680 \times 2.575 \rightarrow V_{y,sd} = 1.094 \text{ kN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{10.4 \times 10^2 \times (275 / \sqrt{3})}{1,1} \times 10^{-3} \rightarrow V_{ply,Rd} = 150.11 \text{ kN}$$

$$V_{z,sd} = 5.253 \text{ kN} \leq V_{plz,Rd} = 173.2 \text{ kN}$$

$$V_{y,sd} = 1.094 \text{ kN} \leq V_{ply,Rd} = 150.11 \text{ kN}$$

Donc le cisaillement est vérifié.

• **Vérification de la flèche :**

$$f_y \leq f_{amd}$$

$$f_z \leq f_{adm}$$

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

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{5150}{200} \rightarrow f_{adm} = 25.75mm$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{2.04 \times 5150^4}{2.1 \times 10^5 \times 605 \times 10^4} \rightarrow f_z = 14.7mm$$

$f_{adm} = 25.75mm \geq f_z = 14.7mm \rightarrow$ Condition vérifiée.

- La flèche suivant (Y-Y) sur trois appuis :

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{2575}{200} \rightarrow f_{adm} = 12.875mm$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{G \times (l/2)^4}{E \times I_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{0.504 \times (2575)^4}{2.1 \times 10^5 \times 62.7 \times 10^4} \rightarrow f_y = 0.898mm.$$

$f_{adm} = 12.875mm \geq f_y = 0.898mm \rightarrow$ Condition vérifiée.

• **Vérification au déversement :**

On doit vérifier que : $\frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$

$$M_{y,sd} = 6.67 \text{ kn/ml}$$

$$M_{z,sd} = 0.563 \text{ kn/ml}$$

$$M_{pLyrd} = 25.75 \text{ Kn.m}$$

$$M_{pLzrd} = 7.07 \text{ Kn.m}$$

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

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0,5}$$

$$\lambda_1 = 93,91\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} \rightarrow \varepsilon = 0.9244$$

$$\rightarrow \lambda_1 = 86.81$$

UPN140: $iz = 1.75\text{cm}$; $h = 14\text{cm}$; $tf = 1\text{cm}$; $L = 257.5\text{cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{iz}}{\sqrt{C1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{L}{iz}}{h} \right]^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{294}{1.75}}{\sqrt{1.28} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{294}{1.75}}{14} \right]^2 \right]^{0.25}}$$

$$\rightarrow \lambda_{LT} = 87.75$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0.5} = \left[\frac{87.75}{86.81} \right] \times [1]^{0.5}$$

$$\rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = 1.108$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] \rightarrow \varphi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(1.108 - 0.2) + 1.108^2]$$

$$\rightarrow \varphi_{LT} = 1.209$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \rightarrow X_{LT} = \frac{1}{1.30 + [1.30^2 - 1.184^2]^{0.5}}$$

$$\rightarrow X_{LT} = 0.525$$

D'où :

$$Mb,rd = X_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}} = 0.525 \times 1 \times 25.75$$

$$\rightarrow Mb,rd = 13.51 \text{ kn/ml}$$

$$\rightarrow \frac{6.67}{13.51} + \frac{0.563}{7.07} = 0.57 \leq 1$$

Le déversement est vérifié.

Le profile UPN140 convient pour les lisses de bardage.

II.B.5 Etude des potelets :

Les potelets sont des éléments en profilés laminés et destinés à rigidifier le bardage, ayant pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux (due au vent). Les potelets sont disposés verticalement sur le pignon avec des différentes hauteurs, le potelet intermédiaire est posé reposant sur les deux potelets de rive, ces derniers sont soumis à la flexion composée dont les efforts sont exprimés ci-dessous :

- Effort normal produit par le poids propre de potelet, lisse de bardage et le bardage.
- Effort de flexion produit par l'action de vent sur le pignon.

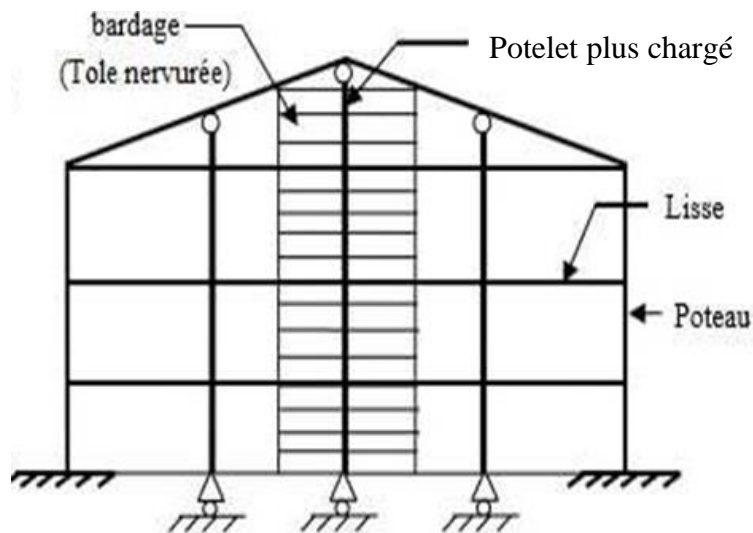


Figure II.B.8 : potelet plus chargé.

- **Les données :**

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) TL 140.....0.199KN/ml.
- Poids propre d'accessoires de pose 0.05 kn/m²
- Poids propre de la lisse (UPN140) 0.160Kn/ml
- Isolant0.05kn/m²

Poids propre de potelet :

- Longueur de la lisse : 5.15 m
- Le nombre des lisses supportée par le potelet : 5

$$G = [(0.160 \times 5.15 \times 5) + (0.05 + 0.05 + 0.12)] \times 5.15 \times 10.3$$

$$\rightarrow G = 15.79 \text{ KN}$$

Action du vent (V) :

$$V = 1.056 \times 5.15$$

$$\rightarrow V = 5.438 \text{ KN/ml}$$

- **Dimensionnement du potelet :**

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées :

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \times l^4}{E \times I_y} < f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$I_y = \frac{1000}{384} \times \frac{5.438 \times 10300^4}{210000} = 7368.8 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

D'après le catalogue des profilés on prend IPE300 ($I_y = 8356 \times 10^4 \text{ mm}^4$.)

- **Vérification de la section a la résistance :**

Les potelets soumis à la flexion composée, il faut donc vérifier :

$$M_{sd} < M_{crd,y}$$

La section est classe 2 donc :

$$Q_{,sd} = 1.5 V = 1.5(5.348)$$

$$Q_{,sd} = 8.157 \text{ kN.ml}$$

$$M_{sdy} = \frac{q_{,sd} \cdot L^2}{8} = \frac{8.157 \times 10.3^2}{8} = 27.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{crd,y} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma m_0} = \frac{628.10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} \rightarrow M_{pLyrd} = 157 \text{ kN.m}$$

$$M_{sdy} = 27.04 \text{ KN.m} < M_{crd,y} 157 \text{ kN.m} \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Incidence de l'effort tranchant :**

Si : $V_{sd} \leq 0,5 V_{plrd}$ Il n'a pas d'interaction

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{8.157 \times 10.3}{2} \rightarrow V_{z,sd} = 42 \text{ kN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{25.7 \times 10^2 \times (275/\sqrt{3})}{1,1} \times 10^{-3} \rightarrow V_{plz,Rd} = 370.94 \text{ kN}$$

$$V_{z,sd} = 42 \text{ kN} \leq V_{plz,Rd} = 370.94 \text{ kN}$$

$$Vz.sd = 1.094 \text{ kN} \leq 0.5 Vplz, Rd = 185.47 \text{ kN}$$

- **Incidence de l'effort normal :**

$$Nsd = 1,35G = 1,35 \times 15.79 = 21.32 \text{ KN}$$

$$N_{plrd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma m_0} = \frac{2570 \times 275}{1.1} = 1345 \text{ KN}$$

$$0.25 \times N_{plrd} = 0.25 \times 1345 = 336.25 \text{ KN}$$

$$A_w = 21.7 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5 \times A_w \cdot f_y}{\gamma m_0} = \frac{0.5 \times 2170 \times 275}{1.1} = 271.250 \text{ KN}$$

$$Nsd = 21.32 \text{ kn} < \min(336.25; 271.250) = 271.250 \text{ kn}$$

L'effort normal est négligeable.

- **Vérification d'élément aux instabilités :**

- **Flexion composée avec risque de flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times N_{plrd}} + \frac{k_y \times M_{ysd}}{M_{plrd}} \leq 1$$

- **Flexion composée avec risque de déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{X_Z \times N_{plrd}} + \frac{k_{LT} \times M_{ysd}}{X_{LT} \times M_{plrd}} \leq 1$$

$$X_{min} = \min(X_Y, X_Z)$$

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

$$\overline{\lambda}_{max} = \frac{\lambda_{max}}{\lambda_1} \quad ; \quad \lambda_1 = 93,91\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} \rightarrow \varepsilon = 0.924$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1030}{12.5} = 82.4$$

$$\overline{\lambda}_{max} = \frac{82.4}{86.8} = 0.94 > 0.2 \rightarrow \text{il y a un risque de flambement.}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 \\ tf = 10.7 \end{cases} \rightarrow \text{courbe de flambement a, } \alpha = 0.21$$

$$\varphi = 0.5 + (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) \rightarrow \varphi = 0.5 + (1 + 0.21(0.94 - 0.2) + 0.94^2)$$

$$\rightarrow \varphi = 2.539$$

$$X_y = \frac{1}{\varphi + \sqrt{(\varphi^2 - \bar{\lambda}^2)}} \rightarrow X = \frac{1}{2.539 + \sqrt{(2.539^2 - 0.94^2)}} \rightarrow X = 0.20$$

Flambement par rapport a l'axe fort z-z :

$$\overline{\lambda_{max}} = \frac{\lambda_{max}}{\lambda_1} \quad ; \quad \lambda_1 = 93,91\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} \rightarrow \varepsilon = 0.924$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{165}{3.35} = 49.25$$

$$\overline{\lambda_{max}} = \frac{49.25}{86.8} = 0.56 > 0.2 \rightarrow \text{il y a un risque de flambement.}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 \\ tf = 10.7 \end{cases} \rightarrow \text{courbe de flambement b, } \alpha=0.34$$

$$\varphi = 0.5 + (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) \rightarrow \varphi = 0.5 + (1 + 0.34(0.56 - 0.2) + 0.56^2)$$

$$\rightarrow \varphi = 1.936$$

$$X_z = \frac{1}{\varphi + \sqrt{(\varphi^2 - \bar{\lambda}^2)}} \rightarrow X = \frac{1}{1.936 + \sqrt{(1.936^2 - 0.56^2)}} \rightarrow X = 0.26$$

Calcule l'élancement $\overline{\lambda_{LT}}$:

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C1} \times \left[\left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{tf}} \right]^2 \right] \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{165}{3.35}}{\sqrt{1.132} \times \left[\left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{165}{3.35}}{\frac{30}{1.07}} \right]^2 \right] \right]^{0.25}}$$

$$\rightarrow \lambda_{LT} = 43.08$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta W]^{0,5} = \left[\frac{43.08}{86.8} \right] \times [1]^{0,5}$$

$$\rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = 0.50$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] \rightarrow \varphi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(1.108 - 0.2) + 1.108^2]$$

$$\rightarrow \varphi_{LT} = 0.6565$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \rightarrow X_{LT} = \frac{1}{0.6565 + [0.6565^2 - 0.5^2]^{0,5}}$$

$$\rightarrow X_{LT} = 0.92 < 1$$

Calcul de coefficient k :

$$\mu_y = \overline{\lambda}_y (2\beta_{my} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0.94(2 \times 1.3 - 4) + \frac{628 - 557}{557} = -1.18$$

$$\beta_{my} = 1.3$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_y \cdot A f_y} = \frac{-1.18 \times 21.32}{0.2 \times 2570 \times 275} = 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \overline{\lambda}_z (\beta_{MLT}) - 0.15 = -0.04$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{X_{LT} \cdot A f_y} = 1 - \frac{-0.04 \times 21.32}{0.92 \times 2570 \times 275} = 1$$

• **Verification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times N_{plrd}} + \frac{k_y \times M_{ysd}}{M_{plrd}} \leq 1$$

$$\frac{21.32}{0.2 \times 1345} + \frac{1 \times 27.04}{157} = 0.25 \leq 1$$

• **Verification au déversement:**

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times N_{plrd}} + \frac{k_{LT} \times M_{ysd}}{X_{LT} \times M_{plrd}} \leq 1$$

$$\frac{21.32}{0.26 \times 1345} + \frac{1 \times 27.04}{0.92 \times 157} = 0.25 \leq 1$$

L'IPE300 convient comme potelet

Chapitre III

Etude climatique

III.1 Introduction :

L'étude climatique est l'estimation de l'action du vent et de la neige qui seront éventuellement appliquées à notre ouvrage, ainsi que les effets thermiques.

Le calcul sera mené conformément au Document Technique Réglementaire Algérienne **D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV 99 »**, version 2013 [4] Ce document fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent et de la neige sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200 m.

Partie A « bloc en charpente métallique »

III.A.2 Etude de la neige :

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en considération pour la vérification des éléments de la structure.

$$S = \mu \times S_k$$

Avec :

S : La charge caractéristique de la neige par unité de surface, en KN/ m²

μ : Coefficient d'ajustement des charges en fonction de la forme de la toiture appelé coefficient de forme.

S_k : La charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone en KN/m²

Notre construction se situe dans la Wilaya de BLIDA zone B.

Zone de neige B donc $S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100}$

H (m) Altitude du site considérée par rapport au niveau de la mer H = 200 m.

$$S_k = \frac{0.04 \times 200 + 10}{100} = 0.18 \text{ KN/m}^2$$

Notre ossature est construite d'une toiture plate $\rightarrow (0 \leq \alpha \leq 30^\circ) \rightarrow \mu = 0,8$ (RNV99[4]).

$$S = 0.8 \times 0.18 = \mathbf{0.144 \text{ KN/m}^2}$$

(α) Angle de versant par rapport à L'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$
Coefficient μ	0.8

Tableau III.A.1 : Coefficients de forme -toiture plate.

III.A.3 Etude de vent :

Le vent est une action climatique due au mouvement de l'air résultant de la différence de pression entre les zones de l'atmosphère. Cette étude a pour objet de modéliser cette action sous forme de chargements. Le calcul sera mené conformément au règlement **Neige et vent RNVA2013**[4].

III.A.3.1 Dimensionnement de l'ouvrage :

Notre structure est composée de dimensions suivantes :

HauteurH. =3.80m.
 Largeur..... B = 7.70 m.
 Longueur.....L = 28.9 m.

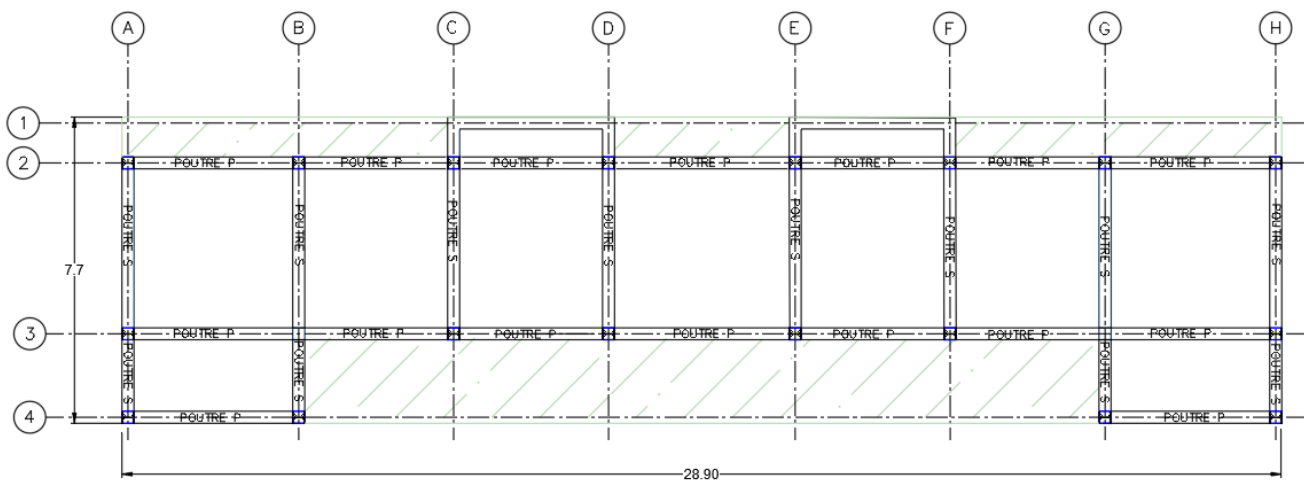


Figure III.A.1 : les Dimension de l'ouvrage.

III.A.3.2 Données relatives au site :

a. La pression dynamique de référence :

Notre structure est située dans la Wilaya de Blida. Donc, on est dans la zone I, la pression de référence est donnée par le tableau 2-2 dans le **RNVA2013 (chapitre II-bases de calcul)** [4]

$$q_{réf} = 375 \text{ (N/m}^2\text{)}.$$

b. Catégorie de terrain :

La structure sera implantée en zone industrielle, donc d'après les données de tableau 2-4 dans le **RNVA2013 (chapitre II - bases de calcul)** [4], la catégorie de terrain est **II**.

Catégories 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 tous obstacles.	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 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones 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

Tableau III.A.2 : définition des catégories de terrain.

- Facteur de terrain $K_T = 0.190$.
- Hauteur minimale $Z_{min} = 2$ m.
- Paramètre de rugosité $Z_0 = 0.05$ m.

c. Le coefficient de site :

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

Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$. (**Chapitre II RNVA2013**) [4].

III.A.3.3 Calcul de vent :

• **Direction de vent :**

Selon le règlement RNV 2013, le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, et perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

Pour des raisons de symétrie de notre structure on va étudier une face pour chaque direction du vent :

- La direction V1 du vent : perpendiculaire à la façade principale.
- La direction V2 du vent : parallèle à la façade principale

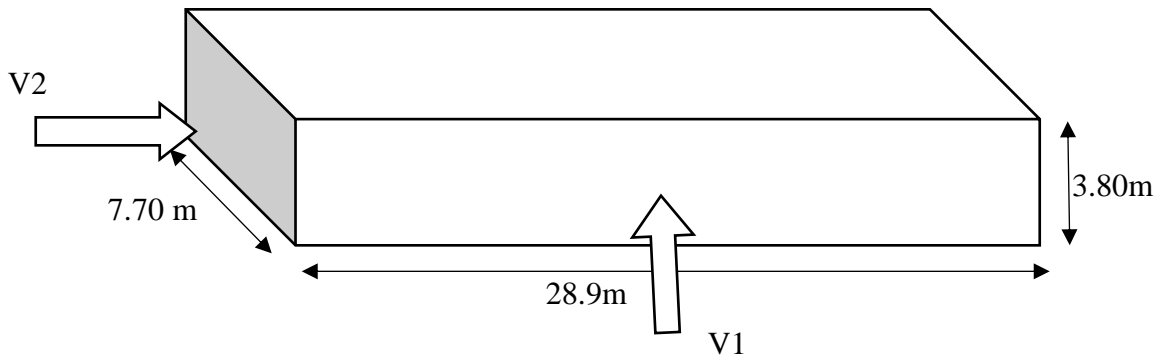


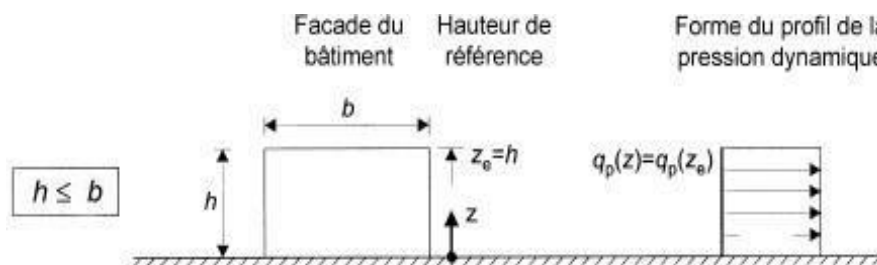
Figure III.A.2 : Les direction du vent.

• Hauteur de référence Z_e

On a : $\begin{cases} h = 3.80m \\ b = 28.9m \end{cases} \rightarrow h < b$

La hauteur de référence est : $h \leq b$ pour les murs au vent des constructions à parois verticales.

Figure III.A.3: hauteur de référence Z_e et correspondant de la pression dynamique.



• Coefficient de rugosité $C_r(z)$:

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 suivante :

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ Pour } z_{min} \leq z \leq 200m$$

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \text{ Pour } z \leq z_{min}$$

- K_T , facture de terrain.
- Z_0 (en m), paramètre de rugosité.
- Z_{min} (en m), hauteur minimale.
- Z (en m), la hauteur considérée.

$$z_{min} = 2m \leq z = 3.8m \leq 200m \rightarrow C_r(z) = 0.190 \times \ln\left(\frac{3.80}{0.05}\right) = 0.823$$

- **Intensité de turbulence $I_v(z)$:**

L'intensité de la turbulence $I_v(z)$ à la hauteur z est définie comme l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent.

Les règles recommandées pour déterminer $I_v(z)$ sont données comme suit :

$$I_v(z) = \frac{1}{C_r(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ Pour } z > z_{min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_r(z) \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} \text{ Pour } z \leq z_{min}$$

$$z = 4.30m > z_{min} = 2m \rightarrow I_v(z) = \frac{1}{0.823 \times \ln\left(\frac{3.80}{0.05}\right)} = 0.280$$

- **Coefficient d'exposition :**

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z_e)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent. $C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times (1 + 7I_v(z))$

$$C_e(z) = 1^2 \times 0.823^2 \times (1 + 7 \times 0.280) \rightarrow C_e(z) = 2$$

- **La pression dynamique de point :**

La pression dynamique de pointe $q_p(z)$ est induite par la vitesse moyenne et les fluctuations rapides de vitesse, donnée par la formule :

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(z_e)$$

$$q_p(z_e) = 375 \times 2 = 750 \text{ N/m}^2$$

Z_e (m)	$C_r(z)$	$I_v(z)$	$C_e(z)$	$q_p(z_e)$ (N/m ²)
$z_e = 4,30m$	0,823	0.280	2	750

Tableau III.A.3: Les valeurs de la pression dynamique.

- La pression extérieure $C_{pe}(Z)$

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée.

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad \text{Si : } S \leq 1m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{Si : } 1m^2 < S < 10m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{Si : } S \geq 10 m^2$$

1. La direction de vent $V1(\theta=0^\circ)$:

La paroi verticale :

$$b = 28.90m ; d = 7.70m ; h = 3.80m$$

$$e = \min(b ; 2h) = \min(28.90 ; 7.60) \rightarrow e = 7.60m$$

$d < e$, alors la paroi est divisée A', B', D, E qui sont données par la figure suivants .

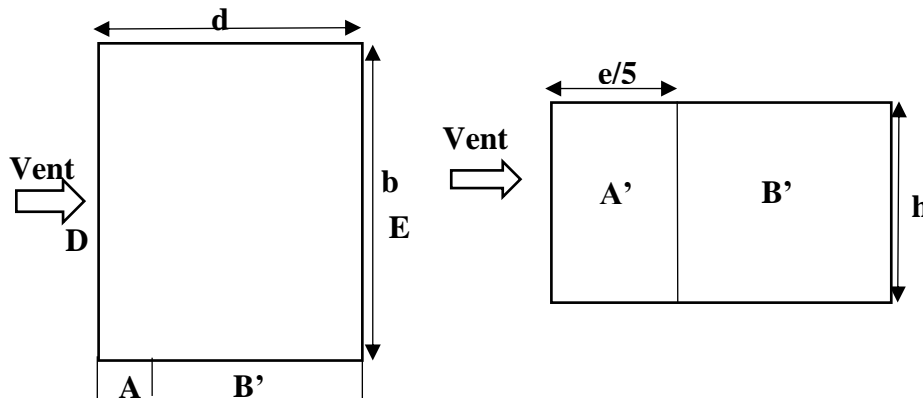


Figure III.A.4 : Les direction du vent.

: Légende pour les parois verticales

- Zone A' : $\frac{e}{5} = \frac{7.60}{5} = 1.52 m$

- Zone B' : $d - \frac{e}{5} = 7.70 - 1.52 = 6.18m$

- Surface de zone A' = 5.776 $\rightarrow 1m^2 < S < 10m^2$ on utilise la formule suivante :

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$$

$$C_{pe} = -1.3 + (-1 + 1.3) \times \log_{10}(5.776) = -1.07$$

Zone	Surface (m2)	Cpe
A'	1.52×3.8=5.776 <10 donc $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$	-1.07
B'	5.98×3.8=22.724 >10 donc Cpe=Cpe.10	-0,8
D	28.9×3.8=109.82 >10 donc Cpe=Cpe.10	+0,8
E	28.9×3.8=109.82 >10 donc Cpe=Cpe.10	-0,3

Tableau III.A.4: valeur de pression extérieur pour paroi verticale sens V1.

Les valeurs des coefficients correspondants aux zones A', B', D et E sont portées sur la Figure ci-dessous :

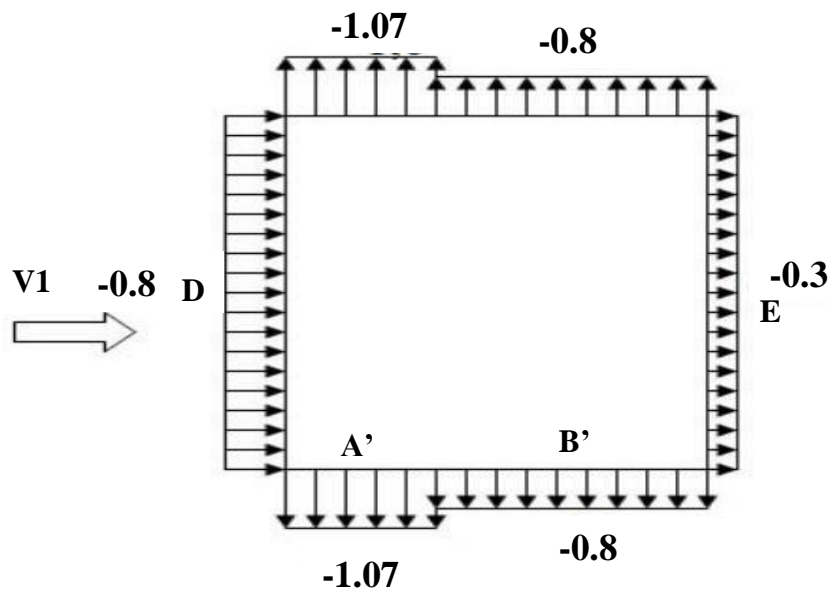


Figure III.A.5 : Valeur de Cpe pour chaque paroi verticale sens V1.

La Toiture plate (sans acrotères) :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5°. Selon (1.1.5 chap5.RNV2013) [4] les différentes zones de pression F, G, H et I sont Représentées sur la figure ci-dessous

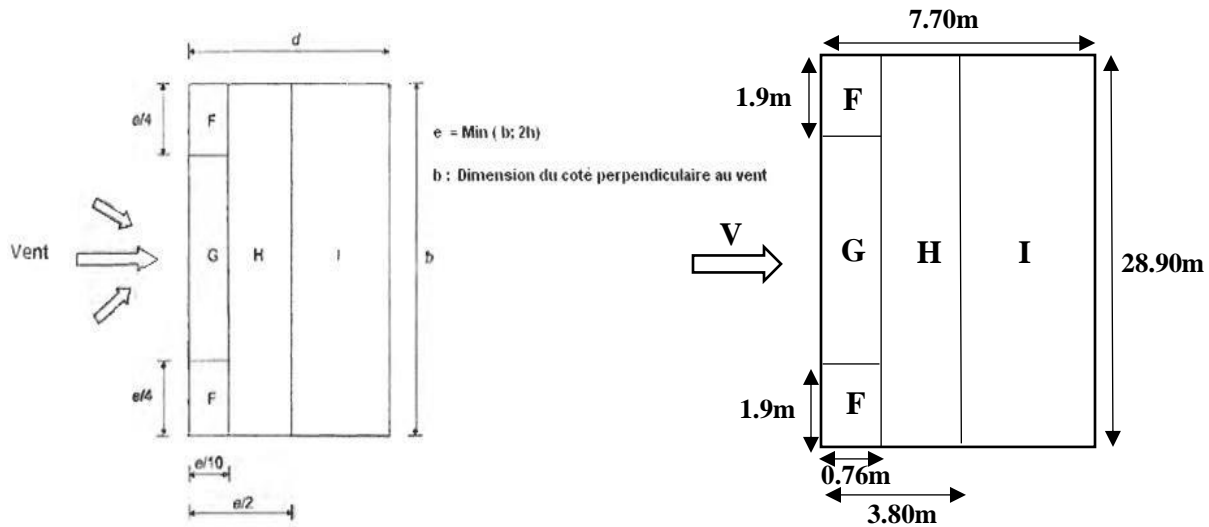


Figure III.A.6 : Légende pour les toitures plates.

$$b = 28.90\text{m} ; d = 7.70\text{m} ; h = 3.80\text{m}$$

$$e = \min (b ; 2h) = \min (28.9 ; 7.6) \rightarrow e = 8.60\text{m}$$

$$\text{- Zone F : } \frac{e}{4} = \frac{7.60}{4} = 1.9 \text{ m}$$

$$\text{- } \frac{e}{10} = \frac{7.60}{10} = 0.76 \text{ m}$$

$$\text{- } \frac{e}{2} = \frac{8.60}{2} = 3.80 \text{ m}$$

- Surface de zone F = $1.90 \times 0.76 = 1.444 \rightarrow 1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$ on utilise la formule suivante :

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10} (S)$$

$$C_{pe} = -2.5 + (-1.8 + 2.5) \times \log_{10} (1.444) = -2.38$$

Tableau III.A.5 : coefficients de pression extérieur des toiture plates.

		Zones							
		F		G		H		I	
		C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}
arêtes vives (sans acrotères)		- 1,8	-2,5	- 1,2	- 2,0	- 0,7	-1,2	± 0,2	
avec acrotères	h _p /h = 0,025	- 1,6	- 2,2	- 1,1	- 1,8	- 0,7	-1,2	± 0,2	
	h _p /h = 0,05	- 1,4	- 2,0	- 0,9	- 1,6	- 0,7	-1,2	± 0,2	
	h _p /h = 0,10	- 1,2	- 1,8	- 0,8	- 1,4	- 0,7	-1,2	± 0,2	
rives arrondies	r/h = 0,05	- 1,0	- 1,5	- 1,2	- 1,8	- 0,4		± 0,2	
	r/h = 0,10	- 0,7	- 1,2	- 0,8	- 1,4	- 0,3		± 0,2	
	r/h = 0,20	- 0,5	- 0,8	- 0,5	- 0,8	- 0,3		± 0,2	
brisis mansardés	α = 30°	- 1,0	- 1,5	- 1,0	- 1,5	- 0,3		± 0,2	
	α = 45°	- 1,2	- 1,8	- 1,3	- 1,9	- 0,4		± 0,2	
	α = 60°	- 1,3	- 1,9	- 1,3	- 1,9	- 0,5		± 0,2	

Les surfaces de chaque zone sont regroupées dans le tableau ci-dessous. :

Zone	Surface (m ²)	C _{pe}
F	1.9×0.76=1.444 < C _{pe,10}	-2.38
G	25.1×0.76=19.076 >10 donc C _{pe} =C _{pe,10}	-1.1
H	3.8×28.9=109.82 >10 donc C _{pe} =C _{pe,10}	-0,7
I	3.9×28.9=112.71 >10 donc C _{pe} =C _{pe,10}	+0,2
		-0.2

Tableau III.A.6: Coefficients de pression extérieur pour la toiture sens V1.

2. La direction de vent V2(θ=90°) :

La paroi verticale :

$$b = 7.70\text{m} ; d = 28.90\text{m} ; h = 3.80\text{m}$$

$$e = \min (b ; 2h) = \min (7.70 ; 7.6) \rightarrow e = 7.60\text{m}$$

$e < d$, La paroi est divisée en zones A, B, C, D et E qui sont illustrées sur la figure suivant :

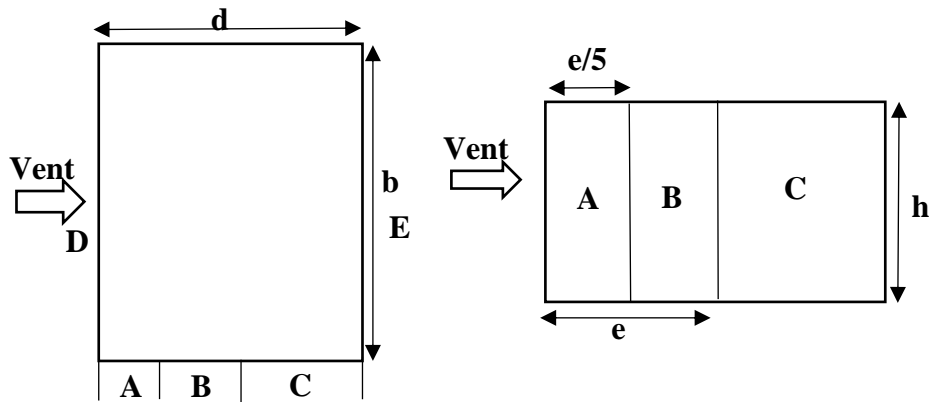


Figure III.A.7 : Légende pour les parois verticales.

- Zone A : $\frac{e}{5} = \frac{7.60}{5} = 1.52 \text{ m}$
- Zone B : $e - \frac{e}{5} = 7.60 - 1.52 = 6.08 \text{ m}$
- Zone C : $d - e = 28.9 - 7.60 = 21.3 \text{ m}$
- Surface de zone A = $1.52 \times 3.8 = 5.776 \rightarrow 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$ on utilise la formule suivante :

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$$

$$C_{pe} = -1.3 + (-1 + 1.3) \times \log_{10}(5.776) = -1.07$$

Zone	Surface (m2)	Cpe
A	$1.52 \times 3.8 = 5.776 < 10$ donc $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$	-1.07
B	$6.08 \times 3.8 = 23.104 > 10$ donc Cpe=Cpe.10	-0,8
C	$21.3 \times 3.8 = 80.56 > 10$ donc Cpe=Cpe.10	-0.5
D	$7.7 \times 3.8 = 29.23 > 10$ donc Cpe=Cpe.10	+0.8
E	$7.7 \times 3.8 = 29.23 > 10$ donc Cpe=Cpe.10	-0.3

Tableau III.A.7 : valeur de pression extérieure pour paroi verticale sens V2.

Les valeurs des coefficients correspondants aux zones A, B, C, D et E sont portées sur la Figure ci-dessous :

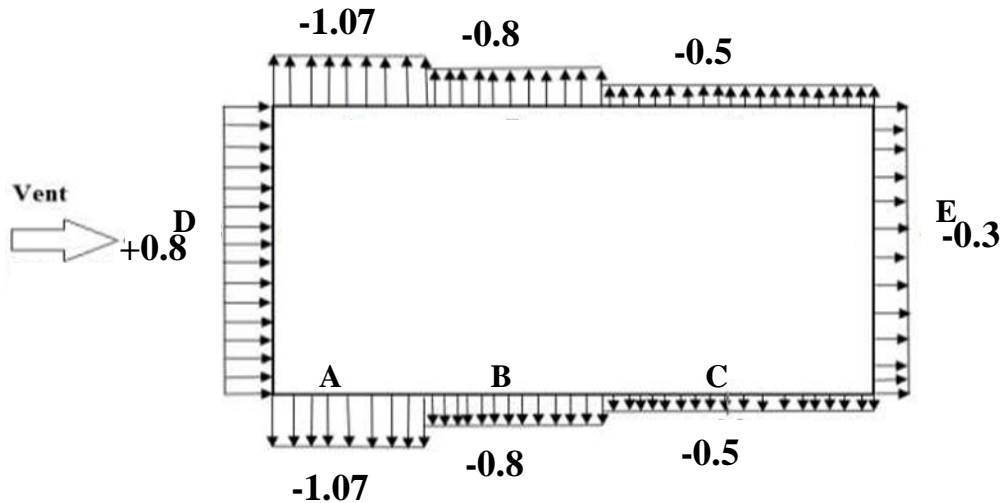


Figure III.A.8: Valeur de Cpe pour chaque paroi verticale sens V2.

La Toiture plate (sans acrotères) :

$b = 7.70\text{m} ; d = 28.90\text{m} ; h = 3.8\text{m}$

$e = \min (b ; 2h) = \min (7.70 ; 7.6) \rightarrow e = 7.60\text{m}$

- Zone F : $\frac{e}{4} = \frac{7.60}{4} = 1.9\text{ m}$

- $\frac{e}{10} = \frac{7.60}{10} = 0.76\text{ m}$

- $\frac{e}{2} = \frac{7.60}{2} = 3.8\text{ m}$

- Surface de zone F = $1.9 \times 0.76 = 1.444 \rightarrow$

$1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$ on utilise la formule

suivante :

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$$

$$C_{pe} = -2.5 + (-1.8 + 2.5) \times \log_{10}(1.444)$$

$$= -2.38$$

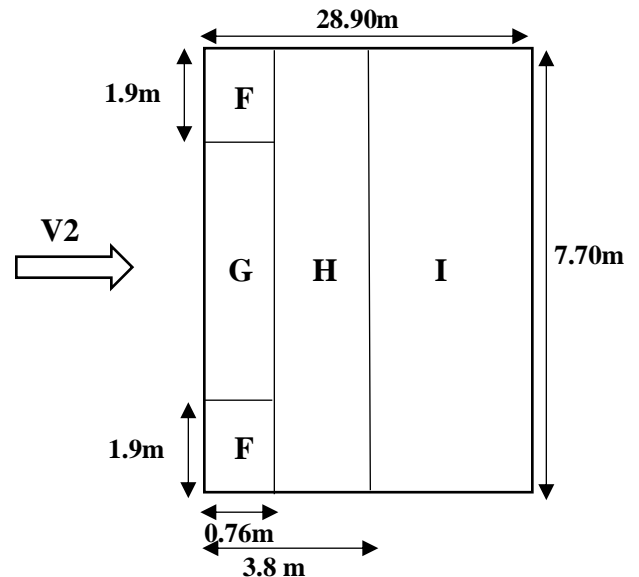


Figure III.A.9: Valeurs de Cpe pour la toiture sens V2.

Les surfaces de chaque zone sont regroupées dans le tableau ci-dessous. :

Zone	Surface (m2)	Cpe
F	1.9×0.76=1.444 < 10 donc $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$	-2.38
G	3.9×0.76=2.888 < 10 donc $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$	-1.62
H	3.04×7.7=23.408 > 10 donc Cpe=Cpe.10	-0,7
I	25.1×7.7=193.27 > 10 donc Cpe=Cpe.10	+0,2
		-0.2

Tableau III.A.8: Coefficients de pression extérieur pour la toiture sens V2.

- **La pression intérieur Cpi :**

Le coefficient de la pression intérieur C_{pi} est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} < 0}{\text{des surfaces de toute les ouvertures}}$$

On doit tout d'abord situer notre structure vis-à-vis des règles de calcul du coefficient de pression intérieure :

Les ouvertures :

Face 1 (façade principale) : 1 porte (2.3m×3.2m) et 16 fenêtres (0.6m×0.5m).

Face 2 (façade arrière) : 4 fenêtres de (0.6m×0.5m).

Face 3 (façade gauche) : 5 fenêtres (0.6m×0.5m).

Face 4 (façade droit) : 5 fenêtres (0.6m×0.5m).

Face 5 (toiture) : aucunes ouvertures.

Vérification des conditions de la toiture isolée :

Faces	Surfaces des ouvertures dans la face (m ²)	Surface de la face (m ²)	%
Face 1(façade principal)	$(2.3 \times 3.2) + 16 \times (0.6 \times 0.5) = 12.16$	$28.9 \times 3.8 = 109.82$	11.07%
Face 2(façade arrière)	$4 \times (0.6 \times 0.5) = 1.2$	$2 \times (3.8 \times 3.8) = 28.88$	4.15%
Face 3(façade gauche)	$5 \times (0.6 \times 0.5) = 1.5$	$7.7 \times 3.8 = 29.26$	5.13%
Face 4(façade droit)	$5 \times (0.6 \times 0.5) = 1.5$	$7.7 \times 3.8 = 29.26$	5.13%
Face 5 (toiture)	0	$28.9 \times 7.7 = 222.53$	0%

Tableau III.A.9: surface des ouvertures et de la face.

Aucune surface des ouvertures ne représente plus de 30% de la surface de la face, donc les conditions de la toiture isolée ne sont pas vérifiées.

Vérification des conditions de la face dominante :

	Surfaces des ouvertures dans la face (m ²)	2x Surface des ouvertures des autres faces (m ²)	Souv > 2x Souv autre face ?
Face 1(façade principal)	$(2.3 \times 3.2) + 16 \times (0.6 \times 0.5) = 12.16$	$2 \times (1.2 + 1.5 + 1.5 + 0) = 8.4$	Oui
Face 2(façade arrière)	$4 \times (0.6 \times 0.5) = 1.2$	$2 \times (12.16 + 1.5 + 1.5 + 0) = 30$	Non
Face 3(façade gauche)	$5 \times (0.6 \times 0.5) = 1.5$	$2 \times (12.16 + 1.2 + 1.5 + 0) = 29.72$	Non
Face 4(façade droit)	$5 \times (0.6 \times 0.5) = 1.5$	$2 \times (12.16 + 1.2 + 1.5 + 0) = 29.72$	Non
Face 5 (toiture)	0	$2 \times (12.16 + 1.2 + 1.5 + 1.5) = 32.72$	Non

Tableau III.A.10 : conditions de la face dominante.

Dans notre cas on a une face dominante :

$$S = 12.16 \text{ m}^2 > 2 \times 4.2 = 8.4 \text{ m}^2.$$

- Dans le cas d'un bâtiment ayant une face dominante (**chapitre.5 ,5.2.1.4 RNVA2013**) [4], le coefficient de pression intérieure est donné par :

$C_{pi} = 0,75 C_{pe}$: lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est égale à deux fois l'aire des ouvertures dans les autres faces.

On prend **C_{pe}** de la zone D pour la direction V1 :

$$\text{Donc } C_{pi} = 0.75 \times 0.8 = 0.6.$$

Et pour les ouvertures de la direction V2 qui sont situées dans des zones avec des valeurs différentes de pression extérieure donc on utilise une valeur moyenne pondérée en surface de C_{pe} :

$$C_{pi} \text{ moy} = \frac{(-1.07 \times 5.76) + (-0.8 \times 23.048) + (-0.5 \times 96.75)}{5.76 + 23.048 + 96.75} = -0.581$$

• **La pression aérodynamique :**

La pression aérodynamique $W_{(zj)}$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de formule suivante :

$$W_{zj} = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]}$$

$q_p(z_e)$ En $[N/m^2]$ est la pression dynamique de pointe

C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.

La pression aérodynamique sens V1 :

	Zones	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_{(zj)}$ (N/m ²)
Paroi vertical	A'	750	-1.0	+0.6	-1.63	-1222.5
	B'	750	-0.8	+0.6	-1.4	-1050
	D	750	+0.8	+0.6	+0.2	+150
	E	750	-0.3	+0.6	-0.9	-675
Toiture plate	F	750	-2.38	+0.6	-2.9	-2175
	G	750	-1.2	+0.6	-1.8	-1350
	H	750	-0.7	+0.6	-1.3	-975
	I	750	-0.2	+0.6	-0.8	-600
			+0.2	+0.6	-0.4	-300

Tableau III.A.11: la pression aérodynamique sur la paroi verticale et la toiture sens V1.

La pression aérodynamique sens V2 :

	Zones	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W^{(z_j)}$ (N/m ²)
Paroi vertical	A	750	-1.07	-0.581	-0.489	-374.085
	B	750	-0.8	-0.581	-0.289	-221.085
	C	750	-0.5	-0.581	+0.081	+61.965
	D	750	+0.8	-0.581	+1.381	+1056.465
	E	750	-0.3	-0.581	+0.281	+214.965
Toiture plate	F	750	-2.38	-0.581	-1.799	-1376.235
	G	750	-1.62	-0.581	-1.039	-794.835
	H	750	-0.7	-0.581	-0.119	-91.035
	I	750	-0.2	-0.581	+0.381	+291.465
			+0.2	-0.581	+0.781	+597.465

Tableau III.A.12: la pression aérodynamique sur la paroi verticale et la toiture sens V2.

- **La force de frottement :**

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) avec :

d : dimension (en m) de la construction parallèle au vent.

b : dimension (en m) de la construction perpendiculaire au vent.

h : hauteur (en m) de la construction

La force de frottement peut être négligé lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à 4 fois l'aire de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent.

S1 = surface perpendiculaire au vent.

S2 = surface parallèle au vent.

La direction de vent V1 :

$$S2 = 7.7 \times 3.8 \times 2 = 58.52 \text{ m}^2.$$

$$S1 = 3.8 \times 28.9 = 109.82 \text{ m}^2.$$

$$58.52 < 4 \times 109.82 = 439.28 \text{ m}^2.$$

Donc la force de frottement est négligeable.

La direction de vent V2 :

$$S2 = 3.8 \times 3.8 \times 2 + 3.8 \times 28.9 = 138.7 \text{ m}^2.$$

$$S1 = 7.7 \times 3.8 = 29.26 \text{ m}^2.$$

$$138.7 > 4 \times 29.26 = 117.04 \text{ m}^2$$

Donc la force de frottement n'est pas négligeable.

Tableau III.A.13: valeur de coefficients de frottement.

Etat de surface	Coefficient de frottement C_{fr}
<p style="text-align: center;">Lisse</p> <p>(Acier, béton lisse, ondulations parallèles au vent, paroi enduite, etc...)</p>	0.01
<p style="text-align: center;">Rugueux</p> <p>(Béton rugueux, paroi non enduite, etc...)</p>	0.02
<p style="text-align: center;">Très Rugueux</p> <p>(Ondulations perpendiculaires au vent, nervures, plissements, etc...)</p>	0.04

Paroi verticale : $C_{fr} = 0.01$

La toiture : $C_{fr} = 0.04$

$$C_d = 1$$

La force de frottement F_{fr} est donnée par la formule suivant :

$$f_{fr} = C_{fr} \times q_p(ze) \times A_{fr}$$

A_{fr} : est l'aire de l'élément de surface balayée par le vent.

$$\text{Paroi verticale : } A_{fr} = 28.9 \times 3.8 + 3.8 \times 3.8 \times 2 = 138.7 \text{ m}^2$$

La force de frottement F_{fr} est donnée par la formule suivant :

$$f_{fr} = 0.01 \times 750 \times 138.7 = 1040.25 \text{ N/m}^2$$

Partie B « hangar »

III.B.2 Etude de la neige :

La charge caractéristique de la neige S par unité de surface en projection horizontale de la toiture soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k$$

Avec :

S : La charge caractéristique de la neige par unité de surface, en KN/m^2

μ : Coefficient d'ajustement des charges en fonction de la forme de la toiture appelé coefficient de forme.

S_k : La charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone en KN/m^2

Notre construction se situe dans la Wilaya de BLIDA zone B.

Zone de neige B donc
$$S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100}$$

H (m) Altitude du site considérée par rapport au niveau de la mer $H = 200$ m.

$$S_k = \frac{0.04 \times 200 + 10}{100} = 0.18 \text{ KN}/\text{m}^2$$

Dans notre cas le hangar a une toiture à deux versants avec une pente $\alpha = 17.25^\circ$;

D'où $0 \leq \alpha = 17.25^\circ \leq 30^\circ$

On adopte pour le coefficient $\mu = 0.8$, $S = 0.8 \times 0.18 = \mathbf{0.144 \text{ KN}/\text{m}^2}$

(α) Angle de versant par rapport à L'horizontale (en $^\circ$)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$
Coefficient μ	0.8

Tableau III.B.1: Coefficients de forme -toiture à deux versants.

III.B.3 Etude de vent :

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.

▪ Choix de la direction du vent :

- La direction **V1** : perpendiculaire à la face pignon (vent sur Long-pan).
- La direction **V2** : parallèle à la face Long-pan (vent sur Pignon).

III.B.3.1 Dimension de l'ouvrage :

Notre hangar est composé de dimensions suivantes :

Hauteur totaleHt =10.30 m.

Hauteur tête poteauh= 7.10 m

Largeur.....B = 20.30 m.

Longueur.....L = 29.40 m.

Pente de toiture.....p =17.25%

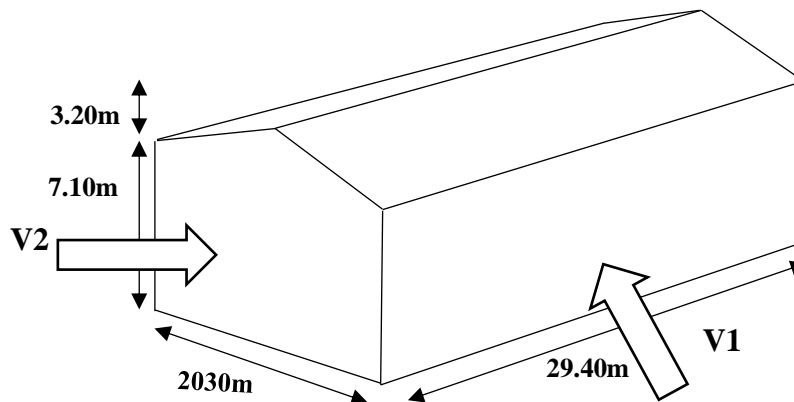


Figure III.B.1 : les directions de vent sur le hangar.

III.B.3.2 Donnés relative au site :

a. La pression dynamique de référence :

Notre structure est située dans la Wilaya de Blida. Donc, on est dans la zone I, la pression de référence est donnée par le tableau 2-2 dans le **RNVA2013 (chapitre II-bases de calcul)** [4]

$$q_{réf} = 375 \text{ (N/m}^2\text{)}.$$

b. Catégorie de terrain :

La structure sera implantée en zone industrielle, donc d'après les données de tableau 2-4 dans le **RNVA2013 (chapitre II - bases de calcul)** la catégorie de terrain est **II**.

Catégories 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 tous obstacles.	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 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones 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

Tableau III.B.2 : Définition des catégories de

- Facteur de terrain $K_T = 0.190$.
- Hauteur minimale $Z_{min} = 2 \text{ m}$.
- Paramètre de rugosité $Z_0 = 0.05\text{m}$.

c. Le coefficient de site :

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

Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$. (**Chapitre II RNVA2013**) [4].

III.B.3.3 Calcul de vent :

• **Hauteur de référence Z_e**

La paroi verticale :

$$\text{On a : } \begin{cases} h = 7.70m \\ b = 20.30m \end{cases} \rightarrow h < b \rightarrow Z_e = h = 7.70m$$

La toiture :

$$\text{On a : } \begin{cases} h = 10.30m \\ b = 20.30m \end{cases} \rightarrow h < b \rightarrow Z_e = h = 10.30m$$

• **La pression dynamique de point :**

La pression dynamique de pointe $q_p(z)$ est induite par la vitesse moyenne et les fluctuations rapides de vitesse, donnée par la formule :

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(z_e)$$

$C_e(z_e)$ Le coefficient d'exposition au vent : $C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times (1 + 7I_v(z))$

$C_r(z)$ Le coefficient de rugosité : $C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$ Pour $z_{min} \leq z \leq 200m$

$I_v(z)$ L'intensité de la turbulence : $I_v(z) = \frac{1}{C_r(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$ Pour $z > z_{min}$

Coefficient	Z_e (m)	C_t	C_r	I_v	C_e	q_{ref} (N/m ²)	$q_p(z_e)$ (N/m ²)
Toiture	10.30	1	1.012	0.187	2.40	375	900
Paroi Verticale	7.10	1	0.941	0.202	2.14	375	802.5

Tableau III.B.3 : Les valeurs de la pression dynamique.

• **La pression extérieure $C_{pe}(Z)$**

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée.

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$\begin{aligned} C_{pe} &= C_{pe,1} && \text{Si : } S \leq 1m^2 \\ C_{pe} &= C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) && \text{Si : } 1m^2 < S < 10m^2 \\ C_{pe} &= C_{pe,10} && \text{Si : } S \geq 10 m^2 \end{aligned}$$

1. La direction de vent V1($\theta=0^\circ$) :

La paroi verticale :

$b = 29.40\text{m} ; d = 20.30\text{m} ; h = 7.10\text{m}$

$e = \min (b ; 2h) = \min (29.4 ; 14.2) \rightarrow e = 14.2\text{m}$

$e < d$, La paroi est divisée en zones A, B, C, D et E qui sont illustrées sur la figure suivant :

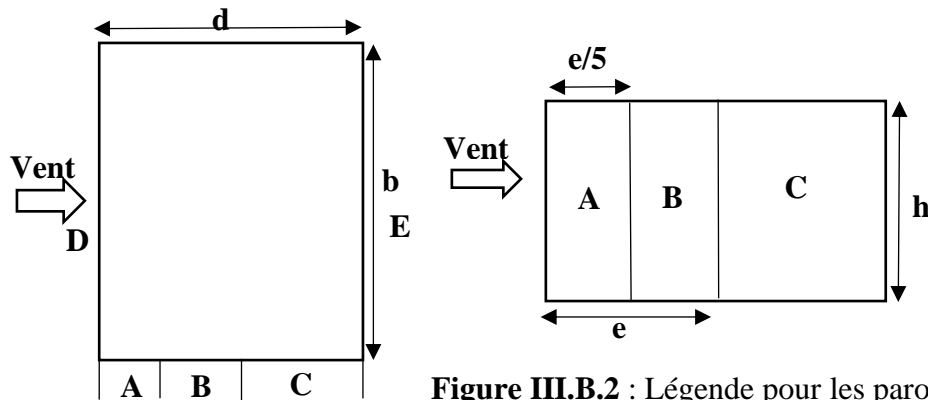


Figure III.B.2 : Légende pour les parois verticales

- Zone A : $\frac{e}{5} = \frac{14.2}{5} = 2.84\text{ m}$
- Zone B : $e - \frac{e}{5} = 14.2 - 2.84 = 11.36\text{m}$
- Zone C : $d - e = 20.30 - 14.2 = 6.1\text{m}$
- Zone D = 29.4 m.
- Zone E = 29.4 m.

Zone	Surface (m2)	Cpe
A	$2.84 \times 7.10 = 20.164 > 10$ donc Cpe=Cpe.10	-1
B	$11.36 \times 7.10 = 80.656 > 10$ donc Cpe=Cpe.10	-0,8
C	$6.1 \times 7.10 = 43.31 > 10$ donc Cpe=Cpe.10	-0.5
D	$29.4 \times 7.10 = 208.74 > 10$ donc Cpe=Cpe.10	+0.8
E	$29.4 \times 7.10 = 208.74 > 10$ donc Cpe=Cpe.10	-0.3

Tableau III.B.4: Valeur de pression extérieur pour paroi verticale sens V1.

Les valeurs des coefficients correspondants aux zones A, B, C, D et E sont portées sur la figure ci-dessous :

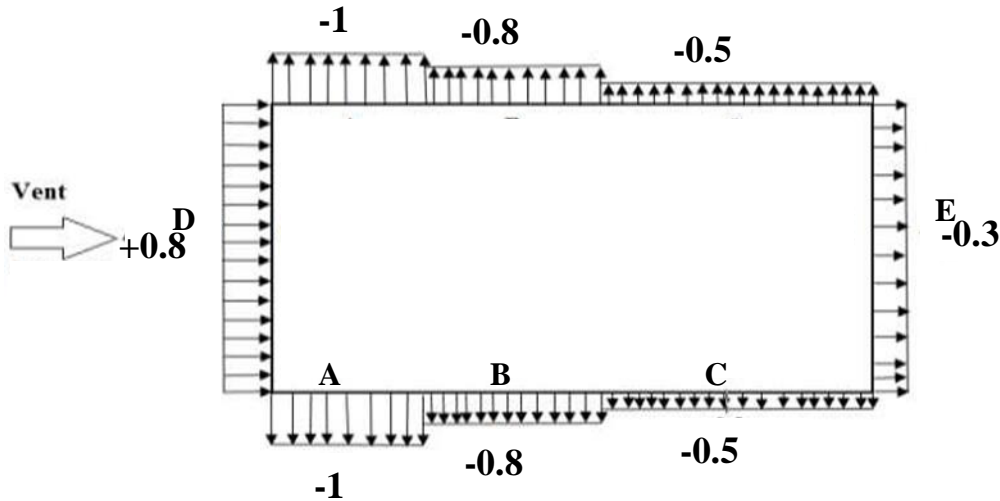


Figure III.B.3: Valeur de Cpe pour chaque paroi verticale sens V1.

La toiture (deux versants) :

Le vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices, on prendra les valeurs de Cpe de toiture à deux versants où la direction de vent :

On a : $\alpha=17.25^\circ$; $b = 29.4m$; $d = 20.3m$; $H = 10.30m$

$e = \min (b ; 2h) = \min (29.4 ; 20.3) \rightarrow e = 20.3m$

- $\frac{e}{4} = \frac{20.30}{4} = 5.075 m$

- $\frac{e}{10} = \frac{20.30}{10} = 2.03m$

Dans ce cas on a cinq zone F, G, H, J et I comme suit :

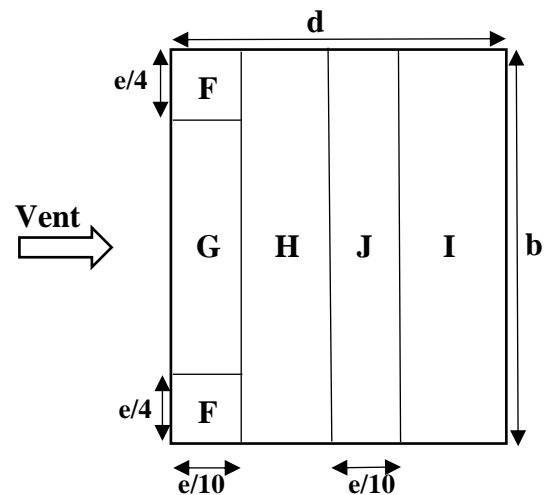


Figure III.B.4 : Légende pour la toiture a deux versants sens V1.

La surface de chaque zone est $> 10\text{m}^2$ donc : $C_{pe} = C_{pe, 10}$

- Puisque $\alpha = 17.25^\circ$, donc les valeurs de C_{pe} sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de $C_{pe}(15^\circ)$ et $C_{pe}(30^\circ)$ par la formule suivante :

$$C_{pe} = C_{pe}(15^\circ) + \frac{C_{pe}(30^\circ) - C_{pe}(15^\circ)}{30 - 15} \times (\alpha - 15)$$

Le tableau suivant donne les valeurs de C_{pe} de chaque zone :

	La surface	$C_{pe}(15^\circ)$	$C_{pe}(17.25^\circ)$	$C_{pe}(30^\circ)$
F	5.075×2.03=10.3 >10 donc Cpe=Cpe.10	-0.9	-0.84	-0.5
		+0.2	+0.78	+0.7
G	19.1×2.03=38.773 >10 donc Cpe=Cpe.10	-0.8	-0.755	-0.5
		+0.2	+0.78	+0.7
H	8.12×29.4=238.728 >10 donc Cpe=Cpe.10	-0.3	-0.285	-0.2
		+0.2	0.23	+0.4
I	8.12×29.4=238.728 >10 donc Cpe=Cpe.10	-0.4	-0.4	-0.4
		0	0	0
J	2.03×29.4=59.682 >10 donc Cpe=Cpe.10	-1	-0.925	-0.5
		0	0	0

Tableau III.B.5: Les valeurs des C_{pe} sur la toiture dans le sens V1.

2. La direction de vent V2($\theta=90^\circ$) :

La paroi verticale :

$$b = 20.3\text{m} ; d = 29.4\text{m} ; h = 7.10\text{m}$$

$$e = \min(b ; 2h) = \min(20.3 ; 14.2) \rightarrow e = 14.2\text{m}$$

$e < d$, La paroi est divisée en zones A, B, C, D et E qui sont illustrées sur la figure suivante :

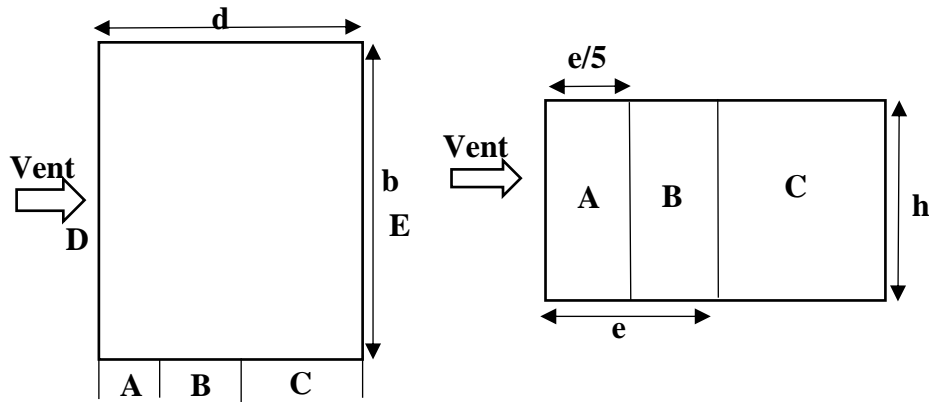


Figure III.B.5 : Légende pour les parois verticales.

- Zone A : $\frac{e}{5} = \frac{14.2}{5} = 2.84 \text{ m}$
- Zone B : $e - \frac{e}{5} = 14.2 - 2.84 = 11.36 \text{ m}$
- Zone C : $d - e = 29.4 - 14.2 = 15.2 \text{ m}$
- Zone D = 20.6 m.
- Zone E = 20.6m.

Zone	Surface (m2)	Cpe
A	$2.84 \times 7.10 = 20.164 > 10$ donc Cpe=Cpe.10	-1
B	$11.36 \times 7.10 = 80.656 > 10$ donc Cpe=Cpe.10	-0,8
C	$15.2 \times 7.10 = 107.92 > 10$ donc Cpe=Cpe.10	-0.5
D	$20.3 \times 7.10 = 144.13 > 10$ donc Cpe=Cpe.10	+0.8
E	$20.3 \times 7.10 = 144.13 > 10$ donc Cpe=Cpe.10	-0.3

Tableau III.B.6 : Valeur de pression extérieur pour paroi verticale sens V1.

Les valeurs des coefficients correspondants aux zones A, B, C, D et E sont portées sur la figure ci-dessous :

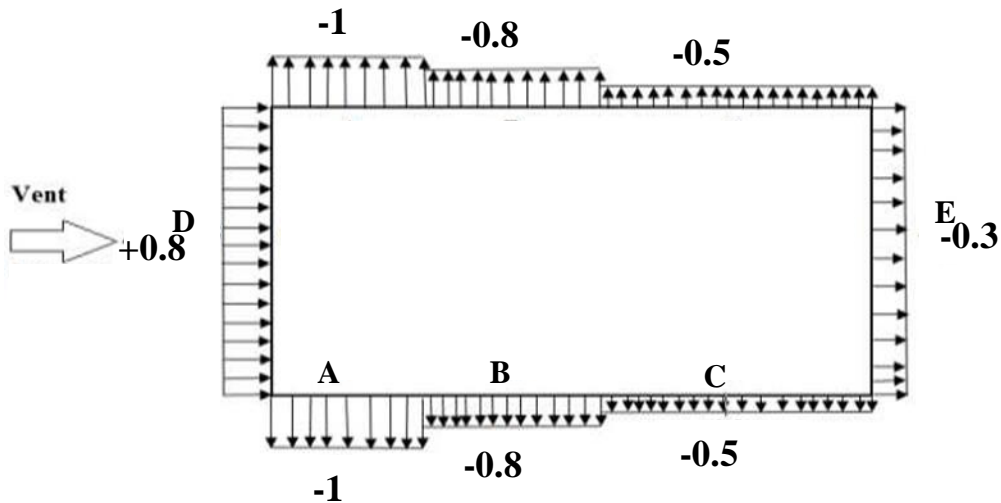


Figure III.B.6: Valeur de Cpe pour chaque paroi verticale sens V1.

La toiture (deux versants) :

Le vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices, on prendra les valeurs de Cpe de toiture à deux versants où la direction de vent :

On a ; $\alpha=17.25^\circ$; $b = 20.3m$; $d = 29.4m$; $H = 10.30m$

$e = \min (b ; 2h) = \min (20.3 ; 20.3) \rightarrow e = 20.3m$

- $\frac{e}{4} = \frac{20.30}{4} = 5.075m$

- $\frac{e}{10} = \frac{20.30}{10} = 2.03m$

- $\frac{e}{2} = \frac{20.30}{2} = 10.15m$

Dans ce cas on a cinq zone F, G, H, J et I comme suit :

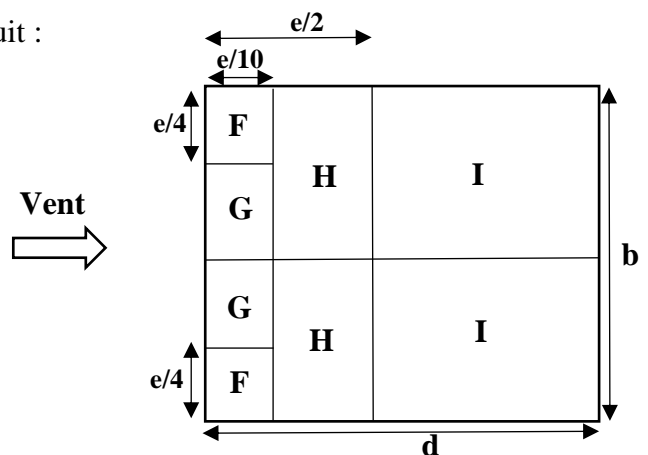


Figure III.B.7: Légende pour la toiture a deux versants sens V1.

La surface de chaque zone est $> 10\text{m}^2$ donc : $C_{pe} = C_{pe, 10}$

- Puisque $\alpha = 17.25^\circ$, donc les valeurs de C_{pe} sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de C_{pe} (15°) et C_{pe} (30°) par la formule suivante :

$$C_{pe} = C_{pe}(15^\circ) + \frac{C_{pe}(30^\circ) - C_{pe}(15^\circ)}{30 - 15} \times (\alpha - 15)$$

	La surface	$C_{pe}(15^\circ)$	$C_{pe}(17.25^\circ)$	$C_{pe}(30^\circ)$
F	$5.075 \times 2.03 = 10.3 > 10$ donc Cpe=Cpe.10	-1.3	-1.27	-1.1
G	$10.15 \times 2.03 = 20.6 > 10$ donc Cpe=Cpe.10	-1.3	-1.35	-1.4
H	$8.12 \times 10.15 = 82.418 > 10$ donc Cpe=Cpe.10	-0.6	-0.63	-0.8
I	$19.25 \times 10.15 = 195.388 > 10$ donc Cpe=Cpe.10	-0.5	-0.5	-0.5

Tableau III.B.7: Les valeurs des C_{pe} sur la toiture dans le sens V2

- **La pression intérieur C_{pi} :**

Le coefficient de la pression intérieur C_{pi} est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} < 0}{\text{des surfaces de toute les ouvertures}}$$

On doit tout d'abord situer notre structure vis-à-vis des règles de calcul du coefficient de pression intérieure :

	PIGNON 1		PIGNON 2		LONG PAN 1		LONG PAN 2	
	Nombre	Surface	Nombre	Surface	Nombre	Surface	Nombre	Surface
Porte	0	0	0	0	1	(2×2.3)	1	(2×2.3)
Fenêtre	12	(1×0.8)	0	0	24	(1×0.8)	24	(1×0.8)

Tableau III.B.8: Nombre et surface d'ouverture.

Vérification des conditions de la toiture isolée :

Faces	Surfaces des ouvertures dans la face (m ²)	Surface de la face (m ²)	%
Face 1(pignon1)	$12 \times (1 \times 0.8) = 9.6$	$2 \times 16.48 + 7.10 \times 20.3 = 177.09$	5.5%
Face 2(long-pan1)	$(2 \times 2.3) + 24 \times (1 \times 0.8) = 23.8$	$7.10 \times 29.4 = 208.74$	11.4%
Face 3(pignon2)	0	$2 \times 16.48 + 7.10 \times 20.3 = 177.09$	0%
Face 4(long-pan2)	$(2 \times 2.3) + 24 \times (1 \times 0.8) = 23.8$	$7.10 \times 29.4 = 208.74$	11.4%
Face 5 (toiture)	0	$29.4 \times 10.7 \times 2 = 623.8$	0%

Tableau III.B.9: Surface des ouvertures et de la face.

Aucune surface des ouvertures ne représente plus de 30% de la surface de la face, donc les conditions de la toiture isolée ne sont pas vérifiées.

Vérification des conditions de la face dominante :

	Surfaces des ouvertures dans la face (m ²)	2x Surface des ouvertures des autres faces (m ²)	Souv > 2x Souv autre face ?
Face 1(pignon1)	$12 \times (1 \times 0.8) = 9.6$	$2 \times (23.8 + 23.8) = 98.2$	Non
Face 2(long-pan1)	$(2 \times 2.3) + 24 \times (1 \times 0.8) = 23.8$	$2 \times (9.6 + 23.8) = 66.8$	Non
Face 3(pignon2)	0	$2 \times (9.6 + 23.8 + 23.8) = 114.4$	Non
Face 4(long-pan2)	$(2 \times 2.3) + 24 \times (1 \times 0.8) = 23.8$	$2 \times (9.6 + 23.8) = 66.8$	Non
Face 5 (toiture)	0	$2 \times (9.6 + 23.8 + 23.8) = 114.4$	Non

Tableau III.B.10: Conditions de la face dominante.

Condition non vérifiée, donc pas de face dominante pour notre hangar. Alors on détermine tout d'abord l'indice de perméabilité μ_p (cf. chapitre 5 ,2.2.2)

On utilise la figure 5.14 (RNV version2013) [4] pour tirer les valeurs des coefficients C_{pi} du diagramme :

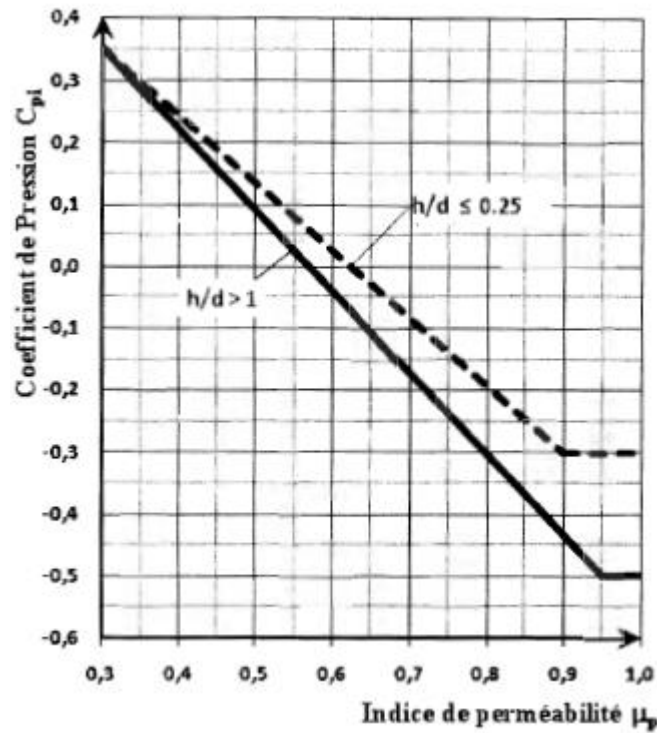


Figure III.B.8 : Coefficients de pression intérieure.

La direction V1 :

$$\mu_p = \frac{9.6 + 23.8}{9.6 + 23.8 + 23.8} = 0.58$$

$$\frac{h}{d} = \frac{10.3}{20.6} = 0.5 < 1$$

Donc une interpolation linéaire peut être utilisée :

$$C_{pi} \left(\frac{h}{d} > 1 \right) = -0.02$$

$$C_{pi} \left(\frac{h}{d} < 0.25 \right) = 0.045$$

$$C_{pi}(0.5) = -0.02 + \frac{0.045 + 0.02}{0.25 - 1} \times (0.5 - 1) = 0.026$$

La direction V2 :

$$\mu_p = \frac{23.8 + 9.6 + 23.8}{9.6 + 23.8 + 23.8} = 1$$

$$\frac{h}{d} = \frac{10.3}{29.4} = 0.35 < 1$$

Donc une interpolation linéaire peut être utilisée :

$$C_{pi} \left(\frac{h}{d} > 1 \right) = -0.5 ; C_{pi} \left(\frac{h}{d} < 0.25 \right) = -0.3$$

$$C_{pi}(0.35) = -0.5 + \frac{-0.3 + 0.5}{0.25 - 1} \times (0.35 - 1) = -0.32$$

• **La pression aérodynamique :**

La pression aérodynamique $W_{(zj)}$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$W_{zj} = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]}$$

$q_p(z_e)$ En $[\text{N/m}^2]$ est la pression dynamique de pointe

C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.

La pression aérodynamique sens V1 :

	Zones	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_{(zj)}$ (N/m ²)
Paroi vertical	A	802.5	-1	+0.026	-1.026	-823.365
	B	802.5	-0.8	+0.026	-0.826	-662.865
	C	802.5	-0.5	+0.026	-0.526	-422.115
	D	802.5	+0.8	+0.026	+0.774	+621.135
	E	802.5	-0.3	+0.026	-0.326	-261.615
Toiture	F	900	-0.84	+0.026	-0.836	-752.4
	G	900	-0.755	+0.026	-0.781	-702.9
	H	900	-0.285	+0.026	-0.311	-279.9
	I	900	-0.4	+0.026	-0.426	-383.4
	J	900	-0.925	+0.026	-0.951	-855.9

Tableau III.B.11 : La pression aérodynamique sur la paroi verticale et la toiture sens V1.

La pression aérodynamique sens V2 :

	Zones	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_{(z_j)}$ (N/m ²)
Paroi vertical	A	802.5	-1	-0.32	-0.68	-545.7
	B	802.5	-0.8	-0.32	-0.48	-385.2
	C	802.5	-0.5	-0.32	-0.18	-144.45
	D	802.5	+0.8	-0.32	+1.12	+898.8
	E	802.5	-0.3	-0.32	+0.02	+16.05
Toiture	F	900	-1.3	-0.32	-0.98	-882
	G	900	-1.3	-0.32	-0.98	-882
	H	900	-0.6	-0.32	-0.28	-252
	I	900	-0.5	-0.32	-0.18	-162

Tableau III.B.12: La pression aérodynamique sur la paroi verticale et la toiture sens V2.

- **La force de frottement : (RNV99-chapitre 2, § 1.4) [4] :**

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 dans le cas où l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\frac{d}{b} \geq 3, \text{ ou } \frac{d}{h} \geq 3$$

$$\frac{29.4}{20.3} = 1.44 < 3, \quad \frac{29.4}{10.15} = 2.89 < 3$$

Donc il n'y a pas de force de frottement.

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1 Introduction :

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques essentiellement horizontales imposées aux fondations, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques **RPA99/version 2003** [5].

IV.2 Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible.

La modélisation de notre structure a été effectuée, à l'aide du logiciel **ETABS** qui est un logiciel de calcul de structure

IV.3 Modélisation de la structure :

IV.3.1 Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le bâtiment est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- A tous les planchers, nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6 DDL) bloqués.

IV.3.2 Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version2003** [5] avec $(\beta=0,3)$ pour une salle de sport.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25kN/m^3 .

IV.4 Méthodes du calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) [5], le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions imposées par le règlement.

IV.4.1 Méthode statique équivalente :

Pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente il faut que :

L'ouvrage étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, (§3.5 **RPA99 V2003**) avec une hauteur au plus égal à 65 m en zones I, II et à 30 m en zone III, (§4.1.2 **RPA99 V2003**) [5].

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon (§4.1.2 **RPA99 V2003**).

IV.4.2 Méthode modale spectrale :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Analyse spectrale :**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération .

Donc pour des accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

A : coefficient d'accélération de zone (**tableau 4.1) RPA99/V2003** [5].

η : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement (**tableau 4.3) RPA99/V2003** [5].

Q : Facteur de qualité (**tableau 4.4**).

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**tableau 4.7) RPA99/V2003** [5].

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (4.13. Art. 4.3.3)}$$

- **Résultante des forces sismiques de calcul :**

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003** [5] est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport :

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

- **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalent :**

La force sismique totale V appliquée 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 :

A : coefficient d'accélération de zone

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone sismique III} \\ \text{Groupe d'usage 1B} \end{array} \right\} A = 0.30$$

D : Facteur d'amplification dynamique.

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s. \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s. \end{cases}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 des RPA99/version 2003** [5].

$$T_1 = 0.15 \text{ sec}$$

Catégorie S3 : site meuble →

$$T_2 = 0.50 \text{ sec}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

Avec $\xi = 5\%$ (Portique en acier dense) η .

- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon les **RPA99/version 2003** [5] sont :

$$T = \min (C_T \cdot h_N^{3/4} ; 0,09 h_N/\sqrt{D_{x,y}})$$

$C_T = 0.05$ (portique autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie).

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N = 10.30$ m .

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$\begin{cases} D_x = 28.90 \text{ m} \\ D_y = 35 \text{ m} \end{cases}$$

$$T = \min(T_1 ; T_{2i})$$

$$T_1 = C_T \cdot h_N^{3/4} = 0.05 * 10.3^{3/4} \rightarrow T_1 = 0.287 \text{ sec}$$

$$T_{2i} = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_i}}$$

$$T_{2x} = \frac{0.09 \times 10.3}{\sqrt{28.90}} = 0.172 \text{ sec}$$

$$T_{2y} = \frac{0.09 \times 10.3}{\sqrt{35}} = 0.157 \text{ sec}$$

R : Coefficient de comportement.

On a choisi un R = 5 (Mixte Portique / palée triangulées en X).

Q : Facteur de qualité.

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum Pq$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non ".

- Valeur des pénalités P_q :

Sa valeur est donnée par le **tableau 4.4 (RPA 99/version 2003)** [5].

Tableau IV.1 : Valeurs du facteur de qualité.

Les conditions	Suivant X	Suivant Y
1. Condition minimale sur les files de contreventements	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0	0
	$P_{q_x} = 1.15$	$P_{q_y} = 1.25$

- On a choisi un $R = 5$ ((Mixte Portique / palée triangulées en X).
- $\xi = 5\%$ (Portique en acier dense).
- Catégorie S3 : site meuble.
- Zone III.

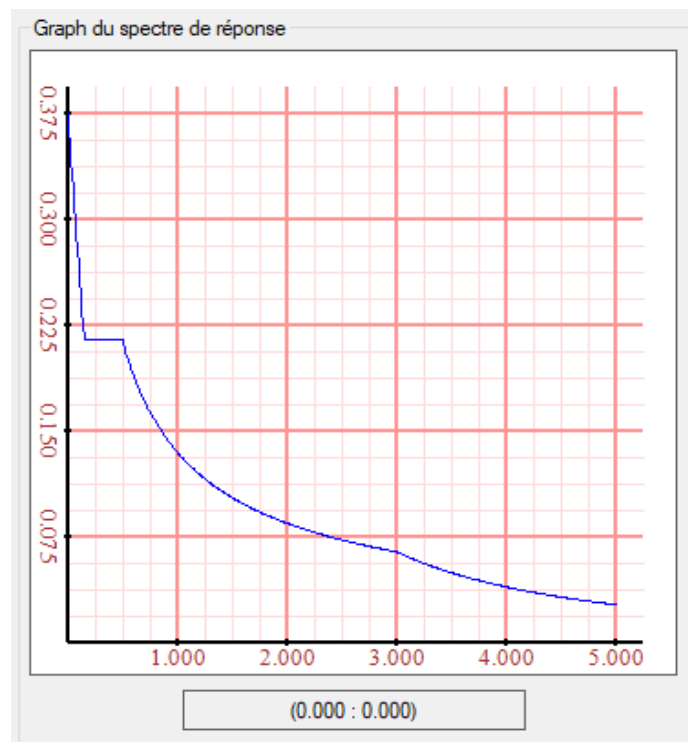


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

Paramètres	Notations	Justifications	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone	A	Zone III et Groupe 1B	0,30
Pourcentage d'amortissement critique	ξ	Portique en acier dense	5%
Facteur de correction d'amortissement	η	$\sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$	1
Catégorie de sol	T_1	Site meuble	0,15
	T_2		0,50
Choix de la période fondamentale	1.3T	$C_T \cdot h_N^{3/4}$ $0,09 h_N / \sqrt{D_{x,y}}$	0.373
	1,3T _x		0,223
	1,3T _y		0.184
Facteur de qualité	Pq _x	$\frac{6}{1 + \sum P_q}$	1.15
	Pq _y		1.25
Coefficient de comportement de la structure	R	Mixte Portique / palée triangulées en X	5

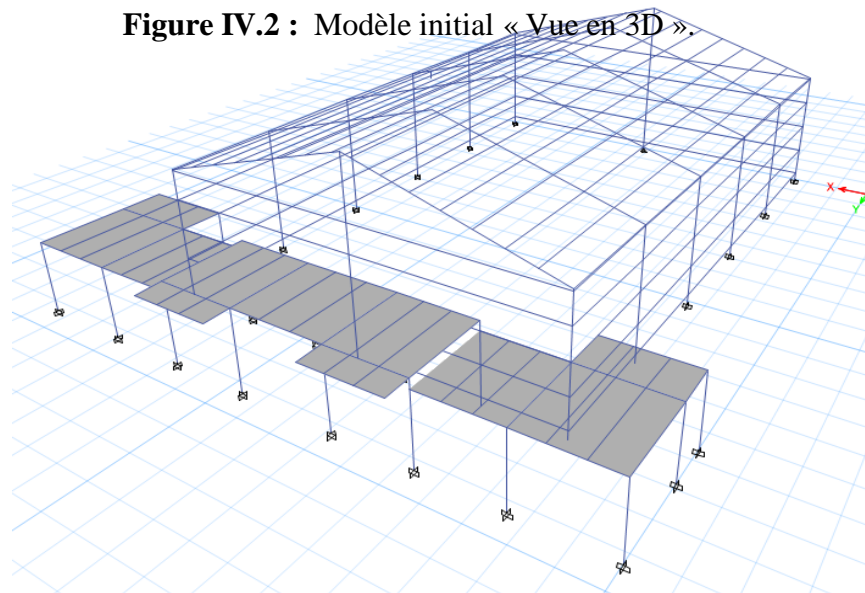
Tableau IV.2: Caractéristique de la force sismique.

IV.4 Procédure de calcul :

IV.4.1 Modèle initiale (sans contreventement) :

Pour le premier modèle on a voulu voir le comportement de notre structure sans contreventement.

Figure IV.2 : Modèle initial « Vue en 3D ».



- Période et participation du modèle :

Modes	Périodes [Sec]	Facteur de participation massique (%)				
		U _x (%)	U _y (%)	Rz (%)	ΣU _x (%)	ΣU _y (%)
1	3.484	0	0,3155	6.975E-07	0	0,3155
2	1.528	0,3078	0	0,1421	0,3078	0,3155
3	1.358	0,0042	0,0002	0,428	0,312	0,3157
4	1.334	0.0282	0,137	0,3358	0,3402	0,4528
5	1.325	0,0082	0,5006	0,0974	0,3484	0,9533
6	1,196	0,0459	6.138E-07	0,0108	0,3944	0,9533
7	1,092	0.0038	0	0,00802	0,3982	0,9533
8	0,938	0,5419	1.203E-06	0,0611	0,9401	0,9533
9	0,959	0,0487	0	0,1597	0,9888	0,9533
10	0,588	0	0.0002	1.272E-06	0,9888	0,9533
11	0,515	2,408E-05	0	0,0004	0,9888	0,9533
12	0,428	0	0,0009	1.095E-06	0,9888	0,9544

Tableau IV.3: Participation massique du modèle initial.

Mode 1

Mode 2

Mode3

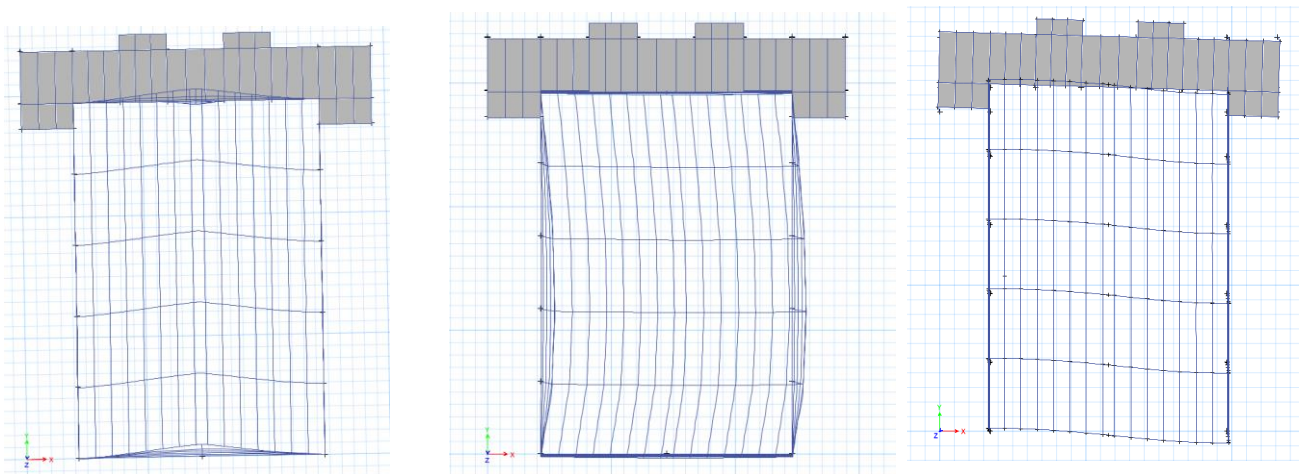


Figure IV.3: La déformée pour les modes du modèle initial.

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période du 1^{er} mode $T_1 = 3.484$ sec.
- La participation massique ne dépasse pas le seuil de 90 % dans le sens X a partir de mode 8.
- La participation massique ne dépasse pas le seuil de 90 % dans le sens Y a partir de mode 5.

Avec une période de 3.484 sec la structure est trop souple.

Nous devons disposition des contreventements pour éviter les modes de torsion.

IV.4.2 2^{ème} modèle :

Pour ce modèle on a proposé une disposition des contreventements afin d'éviter les modes de torsion et aussi pour diminuer la période.

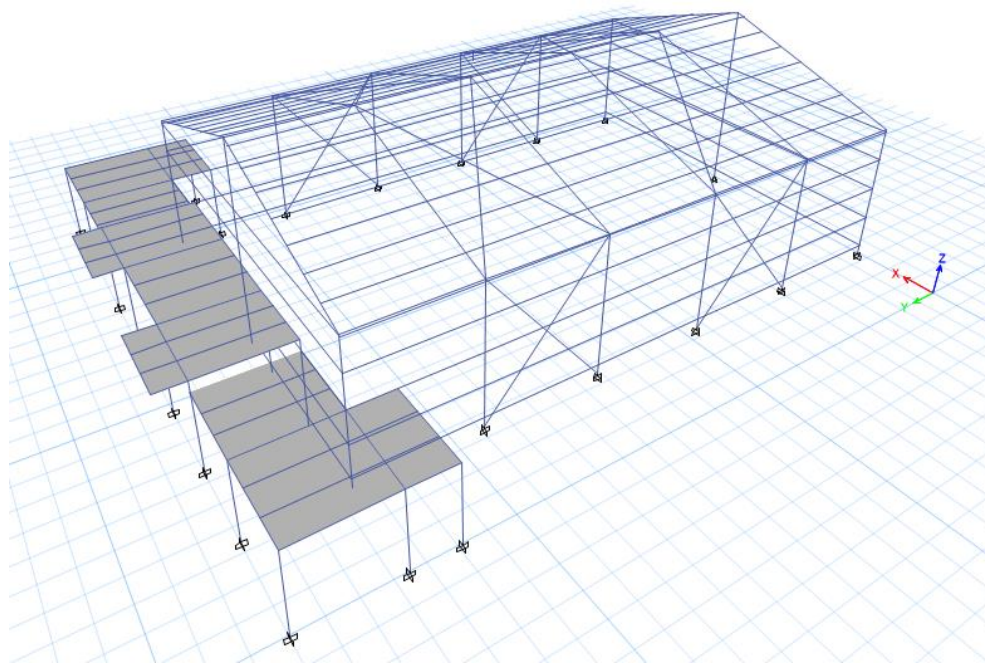


Figure IV.4 : 2^{ème} modèle vue en 3D.

- Période et participation du modèle :

Modes	Périodes [Sec]	Facteur de participation massique (%)				
		U _x (%)	U _y (%)	R _z (%)	ΣU _x (%)	ΣU _y (%)
1	1.501	0.3463	0	0.1527	0.3463	0
2	1.348	0,0019	0	0,0709	0,3482	0
3	0.956	0,5908	0	0,1938	0,9389	0
4	0.691	0	0,3138	0	0,9389	0,3138
5	0.659	0.0499	0	0,1733	0,9889	0,3138
6	0.526	0	0.02	1.001E-05	0,9889	0,3158
7	0.476	2.167E-06	2.253E-06	0,0042	0,9889	0,3158
8	0.419	0	0.0016	1.837E-05	0,9889	0,3174
9	0.379	0	0.63	1.307E-05	0,9889	0,9474
10	0.346	0.0001	2.646E-05	0.3773	0,989	0,9474
11	0.279	0	0.0038	3.032E-06	0,989	0,9513
12	0.269	0	0,0005	0.0015	0,989	0,9518

Tableau IV.4: Participation massique du 2^{ème} modèle.

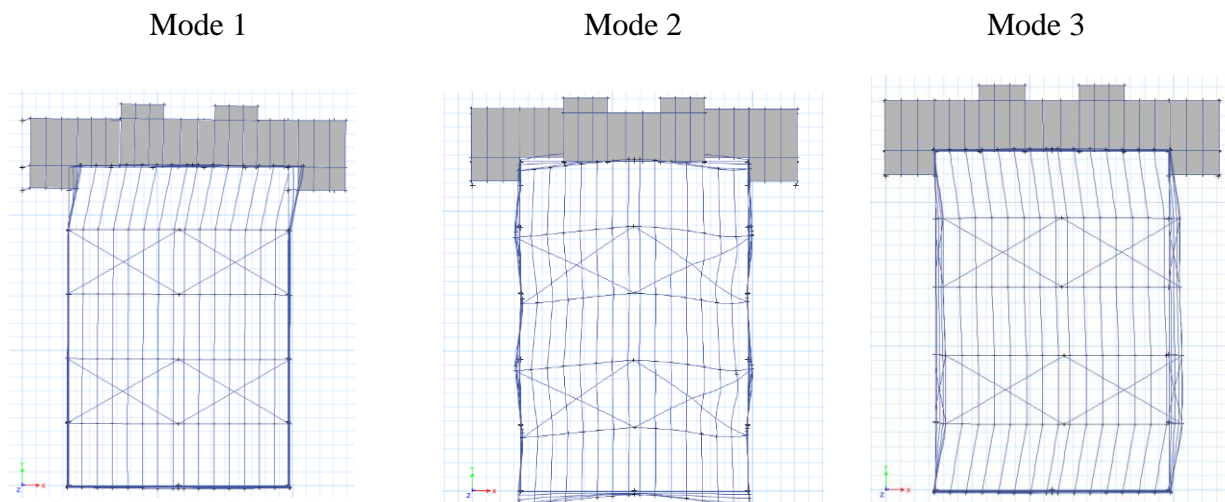


Figure IV.5: La déformée pour les modes du 2^{ème} modèle.

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période du 2^{ème} mode $T_1 = 1.501\text{sec}$.
- La participation massique ne dépasse pas le seuil de 90 % dans le sens X à partir de mode 3.

La participation massique ne dépasse pas le seuil de 90 % dans le sens Y à partir de mode 9.

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Il n'y a pas une translation selon le sens Y-Y.

IV.4.3 3^{ème} model :

Pour ce modèle on a changé les sections des différents éléments (Poteaux, Poutres) et on a proposé une nouvelle disposition des contreventements pour diminuer la période.

Pour la partie A :

- Les poteaux HEA220.
- Les poutre principal IPE300.
- La poutre secondaire est les solive IPE220.
- Les contreventement L90×9.

Pour la partie B :

- Les poteaux HEA650
- Les poutre IPE600.
- Les pannes IPE300.
- Les lisse de long pan UPN400.
- Les lisse de pignon UPN240.
- Les potelets HEA600.
- Les contreventement L90×9 et L180×15.

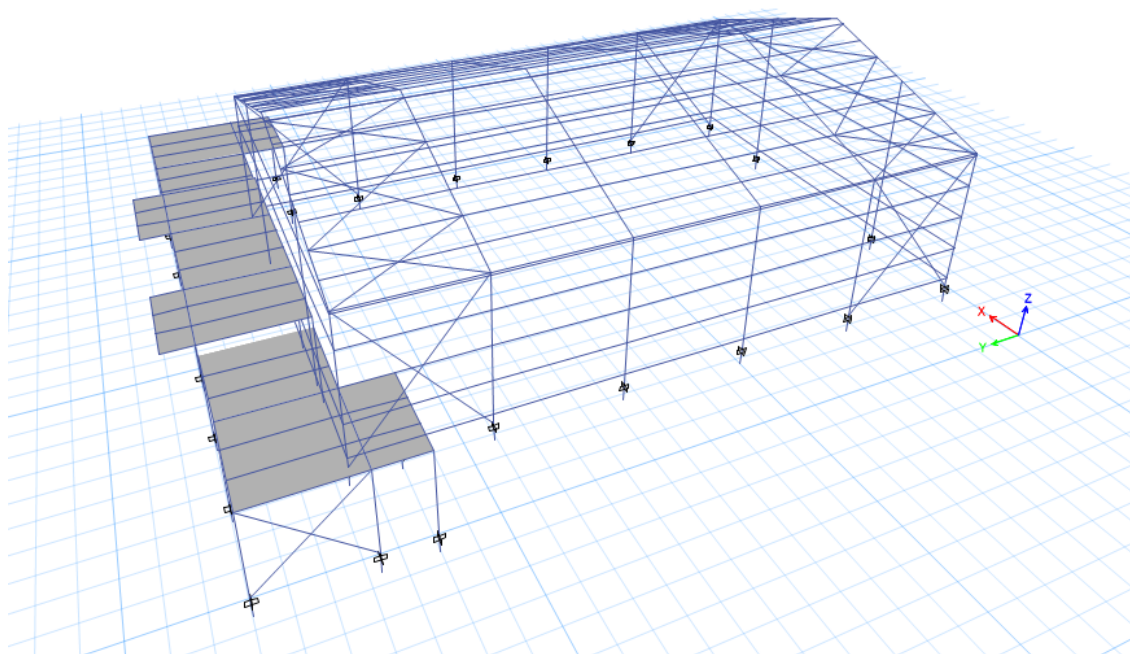


Figure IV.6 : 3^{ème} modèle vue en 3D.

- Période et participation du modèle :

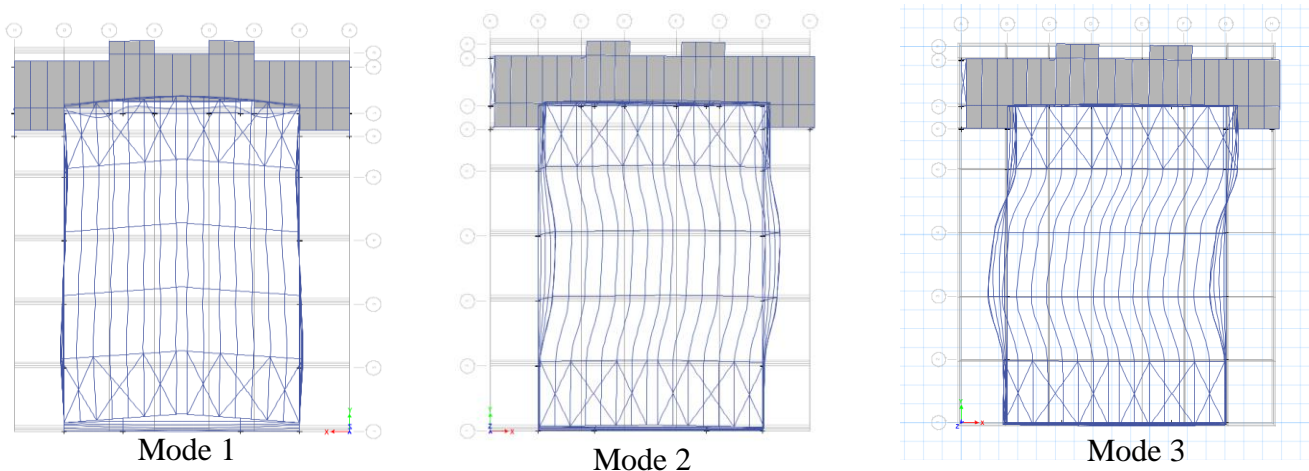
Modes	Périodes [Sec]	Facteur de participation massique (%)				
		U _x (%)	U _y (%)	R _z (%)	ΣU _x (%)	ΣU _y (%)
1	0.428	0.0051	0.6083	0.0004	0.0051	0.6083
2	0.396	0.6511	0.004	2.10E-06	0.6562	0.6124
3	0.374	0.14	0.0039	0.2746	0.7962	0.6163
4	0.35	0.0016	0.1963	0.0014	0.7978	0.8126
5	0.323	0.0656	0	0.0096	0.8634	0.8126
6	0.287	0.0615	1.24E-05	0.1823	0.9249	0.8126
7	0.26	0.002	0.0044	0.0011	0.927	0.817
8	0.229	0.0003	0.1234	0.0001	0.9273	0.9404
9	0.173	0.0292	0.0276	0.0033	0.9564	0.968
10	0.155	0.0226	0.0172	0.0071	0.9791	0.9853
11	0.11	0.0139	0.0003	0.0055	0.993	0.9856
12	0.107	0.0001	0.0138	0.0029	0.9931	0.9994

Tableau IV.5: Participation massique du 3^{ème} modèle.

D’après l’analyse dynamique de la structure on obtient :

- Une période fondamentale : $T = 0.428 \text{ sec.}$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 6^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

Figure IV.7: La déformée pour les modes du 3^{ème} modèle.



• **Choix de la période fondamentale de la structure :**

- **Sens X-X :** $T_{Analytique} = 0.428 \text{ Sec} > 1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,172 = 0,223 \text{ Sec}$
Alors la période adoptée est $T = 1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,172 = 0,223 \text{ Sec.}$
- **Sens Y-Y :** $T_{Analytique} = 0.428 \text{ Sec} > 1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,157 = 0.184\text{Sec}$
Alors la période adoptée est $T = 1,3T_{Empirique} = 0.184\text{Sec}$

• **Calcul du facteur d’amplification dynamique D :**

- **Sens X-X :** $T = 0,223 \text{ Sec} < 0,5 \rightarrow D_x = 2,5 \times 1 = 2,5$
- **Sens Y-Y :** $T = 0.184\text{Sec} < 0,5 \rightarrow D_y = 2,5$
- **$D_x = 2.5$ et $D_y = 2,5$**

IV.6 Vérification de l’effort tranchant à la base :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W \qquad W = 5638.8461 \text{KN}$$

D’après ETABS on obtient : $V_{dyn.}^x = 1220.256 \text{ KN}, V_{dyn.}^y = 1103.243 \text{ KN}$

$$V_{stq.}^x = \frac{0,3 \times 2,5 \times 1,15 \times 5638,8461}{5} = 972.7\text{KN} \quad ; 0,8 V_{stq.}^x = 778.16\text{KN}$$

$$V_{stq.}^y = \frac{0,3 \times 2,5 \times 1,25 \times 5638,8461}{5} = 1057.28\text{KN} \quad ; 0,8 V_{stq.}^y = 845.827\text{KN}$$

$$0,8 V_{stq.}^x = 778.16\text{KN} < V_{dyn.}^x = 1220.256 \text{ KN} \quad ; \quad R_x = 0,63 < 1,0 \text{ OK}$$

$$0,8 V_{stq.}^y = 845.827 \text{ KN} < V_{dyn.}^y = 1103.243\text{KN} \quad ; \quad R_y = 0.76 < 1,0 \text{ OK}$$

IV.6 Vérification des déplacements :

Selon le **RPA99 version 2003**[5], il faut vérifier la condition suivante :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

$$\delta_K^x = R r_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R r_y \delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y > 1$$

$$\delta_K^x = R \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y < 1$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Où : h_e : la hauteur d'étage.

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques.

R : 5 coefficients de comportement.

Déplacement relatif de bloc dans le sens x-x :

Niveaux	δ_{eK}^x (cm)	δ_K^x (cm)	δ_{K-1}^x (cm)	Δ_K^x (cm)	He (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation
RDC	0.602	3.01	0	3.01	380	3.8	CV

Tableau IV.6: Vérifications des déplacements inter étage de bloc sens x-x.

Déplacement relatif de bloc dans le sens y-y :

Niveaux	δ^y_{eK} (cm)	δ^y_K (cm)	δ^y_{K-1} (cm)	Δ^y_K (cm)	He (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation
RDC	0.381	1.905	0	1.905	380	3.8	CV

Tableau IV.7: Vérifications des déplacements inter étage de bloc sens y-y.

Déplacement relatif de hangar dans le sens x-x :

Niveaux	δ^x_{eK} (cm)	δ^x_K (cm)	δ^x_{K-1} (cm)	Δ^x_K (cm)	He (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation
Toiture	1.02	5.1	0	5.1	1030	10.3	CV

Tableau IV.8: Vérifications des déplacements de hangar sens x-x.

Déplacement relatif de hangar dans le sens y-y :

Niveaux	δ^y_{eK} (cm)	δ^y_K (cm)	δ^y_{K-1} (cm)	Δ^y_K (cm)	He (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation
Toiture	1.323	6.615	0	6.615	1030	10.3	CV

Tableau IV.9: Vérifications des déplacements de hangar sens y-y.

IV.7 Vérification de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10 \quad \text{Avec : } P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k .

Δ_k : déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

h_k : hauteur d'étage 'K'.

Niveau	Hk (cm)	Pk (kN)	sens x-x			sens y-y			Note
			Δ_k (cm)	V_k (kN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (kN)	θ_k	
RDC	380	2456.766	3.01	430.16	0,045	1.905	580.66	0,021	$\leq 0,1$ ok
Toiture	1030	3182.08	5.1	255.08	0.061	6.615	271.52	0.075	$\leq 0,1$ ok

Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P-Δ

Vu les résultats obtenus, les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0.1$ sont satisfaites, d'où l'effet P-Δ peut être négligé.

- Vérification du coefficient de comportement :

Selon le choix du coefficient de comportement qui a été adopté pour la structure, $R=5$, le RPA99 version 2003, préconise de justifier que :

L'effort normal total à la base de la structure : $P_t = 30161.65$ KN

L'effort normal total reprise par les palées de contreventement : $P_{cv} = 402.31$ KN

$$\frac{P_{cv}}{P_t} = 8.2\% < 20\% \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Chapitre V

Vérifications des éléments de l'ossature

V.1 Introduction :

Les structures métalliques sont pour la plupart du temps constituées d'éléments fléchis, comprimés ou simultanément comprimés et fléchis. Ces éléments constituent l'ossature de notre bâtiment. Le calcul de cette dernière exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, globalement au niveau de la structure et individuellement au niveau de chaque élément.

Les grandes déformations affectent les zones comprimées des pièces, qui peuvent présenter trois types de comportements caractéristiques, appelé phénomène d'instabilités, qui sont :

- Le flambement, qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement composé) qui est très dangereux
- Le déversement, qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.
- Le voilement, qui affecte les âmes des pièces fléchies.

V.2 Exploitation des résultats :

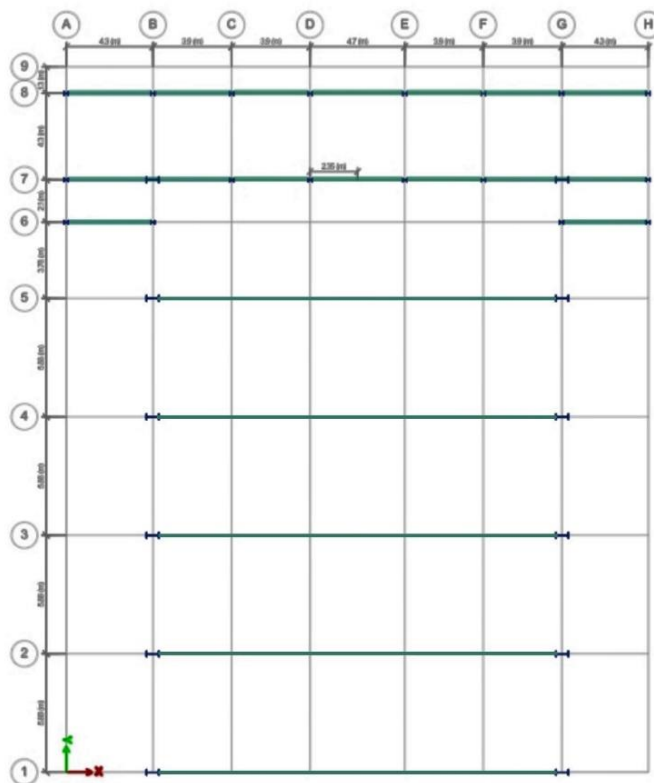


Figure V.1 : la disposition des poteaux et les poutres.

V.2.1 Les poteaux :

On a deux types de poteaux :

1. Les Poteaux de hangar :

Sont des poteaux de HEA650 avec une longueur de 7.1 m, les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à : Un effort normal N , un moment fléchissant $M_{sd, y}$.

2. Les poteaux de bloc :

Ces poteaux sont de HEA220 avec une longueur de 4.3 m et 3.8 m et soumis à même efforts que les poteaux de hangar.

Les efforts internes des poteaux d'après logiciel ETABS :

	Combinaison	Cas	N(kn)	Msd,y(kn.m)
HEA650	G + Q + Ex	1	504.94	466.27
		2	365.57	922.79
HEA220(3.8m)	G + Q + Ex	1	164.031	25.79
		2	160.10	55.71
HEA220(4.3m)	G + Q + Ex	1	204.91	17.85
		2	142.95	31.54

Tableau V.1: les efforts internes des poteaux.

V.2.2 Les poutres :

Deux types de poutre :

1. Les traverse :

Les traverses sont de profile IPE600, incliné $\alpha=17.25^\circ$, et avec une longueur de 10.64m soumis à un effort normal N , un effort tranchant V et un moment fléchissant M .

2. Les poutres de bloc :

Les poutres principales de IPE300 une longueur de 4.7m soumis à un effort V_{sd} .

Les efforts internes des poutres d'après logiciel ETABS :

	Combinaison	N_{sd}^{max} (kn)	M_{sd}^{max} (kn.m)	V_{sd}^{max} (kn)
IPE600	G + Q + Ex	566.20	712.43	216.61
IPE300	G + Q + Ex		154.79	138.77

Tableau V.2: les efforts internes des poutres.

V.2.3 Les contreventements :

Les palés de stabilités de hangar et d'ossature sont de profilé L×90×9 et la poutre au vent de hangar L×180×15, les contreventements sont soumis à un effort normal N.

Les efforts internes des contreventements d'après logiciel ETABS :

	Combinaison	N _{sd} ^{max} (traction)	N _{sd} ^{max} (compression)
L×90×9	G+ Q ± 1.25 Ex.	184.211	205.61
L×90×9(hangar)	G+ Q ± 1.25 Ex.	94.08	96.04
L×180×15	G+ Q ± 1.25 Ex.	204.85	236.85

Tableau V.3: les efforts internes des contreventements.

V.3 Vérification des poteaux:

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal N et un moment fléchissant M_{sd,y}

- Une compression maximale, un moment M_{sd,y} correspondant.
- Un moment M_{sd,y} maximal, une compression N_{sd} correspondant.

- Vérification de la stabilité des poteaux au flambement composé :

Les vérifications doivent être faites sous la combinaison suivante :

G+ Q ± Ex

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{sd,y}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z M_{sd,z}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \dots\dots\dots \text{classe 1.}$$

Avec :

$$N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{et} \quad \mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} (2 \beta_{M,y,z} - 4) + \left(\frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \right) \leq 0,90$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{et} \quad M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1,5 \quad \text{et} \quad K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$$

- **Vérification de poteau de hangar HEA650 :**

- **Cas : N^{\max} , $M_{sd,y}^{\text{cor}}$**

$$N^{\max} = 504,94 \text{Kn} \quad ; \quad M_{sd,y}^{\text{cor}} = 466,27 \text{Kn.m}$$

- **Sens Y-Y :**

$$K_C^{\text{HEB 650}} = \frac{175200}{710} = 246,76 \text{ cm}^3 ;$$

$$K_{b,11}^{\text{UPN400}} = K_{b,12}^{\text{UPN400}} = \frac{20350}{588} = 34,6 \text{ cm}^3 ;$$

$$K_{C,2} = K_{C,2} = 0 \quad K_{b,21} = K_{b,22} = 0 ;$$

$$\eta_1 = \frac{246,76}{246,76 + (2 \times 34,6)} = 0,780$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (encastrement).}$$

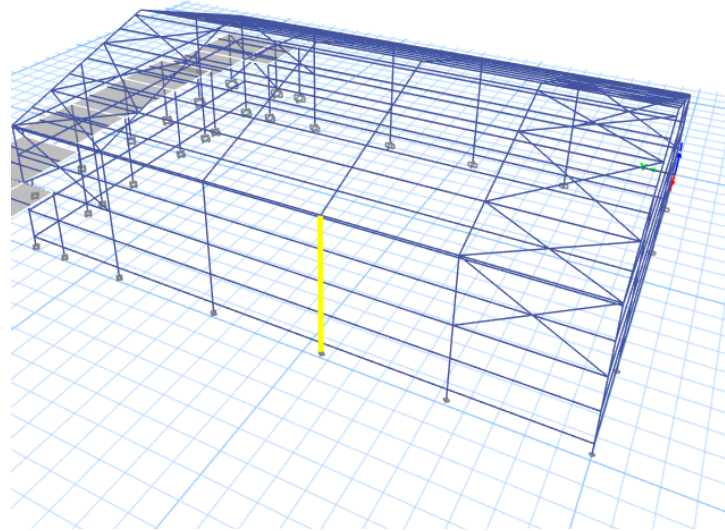


Figure V.2 : Le poteau HEA650.

La longueur du flambement pour une structure à nœuds fixes :

$$L_{f,y} = \left[\frac{1 + (0,145 \times 0,78)}{2 - (0,364 \times 0,78)} \right] \times 7,1 \quad ; \quad L_{f,y} = 7,57 \text{ m}$$

- **Sens Z-Z :**

$$K_C^{\text{HEB 650}} = \frac{11720}{710} = 16,5 \text{ cm}^3 ;$$

$$K_{b,11}^{\text{UPN400}} = K_{b,12}^{\text{UPN400}} = \frac{846}{588} = 1,44 \text{ cm}^3 ;$$

$$K_{C,2} = K_{C,2} = 0 \quad ; \quad K_{b,21} = K_{b,22} = 0 ;$$

$$\eta_1 = \frac{16,5}{16,5 + (2 \times 1,44)} = 0,851 \quad \text{et} \quad \eta_2 = 0 \text{ (encastrement).}$$

$$L_{f,z} = \left[\frac{1 + (0,145 \times 0,851)}{2 - (0,364 \times 0,851)} \right] \times 7,1 \quad ; \quad L_{f,z} = 7,62 \text{ m}$$

- Calcul de l'élanement réduit :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{757}{26.93} = 28.11$$

$$\lambda_y = \frac{28.11}{93,91\varepsilon} = 0,32 > 0,2 \text{ alors il y a un risque de flambement.}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{762}{6.97} = 109.32$$

$$\lambda_z = \frac{109.32}{93,91\varepsilon} = 1.25 > 0,2 \text{ alors il y a un risque de flambement.}$$

- Calcul de Xmin :

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{640}{300} = 2.13 > 1.2$$

$t_f = 26 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$ Axe de flambement y – y; courbe de flambement a $\rightarrow \alpha_y = 0.21$

$$\phi_y = 0.5 \left(1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^{-2} \right)$$

$$\phi_y = 0.5 (1 + 0.21(0.32 - 0.2) + 0.32^2) = 0.564$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^{-2}}} = \frac{1}{0.564 + \sqrt{0.564^2 - 0.32^2}}$$

$$\chi_y = 0.97$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{640}{300} = 2.13 > 1.2$$

$t_f = 26 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$ Axe de flambement z – z; courbe de flambement b $\rightarrow \alpha_z = 0.34$

$$\phi_z = 0.5 \left(1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^{-2} \right)$$

$$\phi_z = 0.5 (1 + 0.34(1.25 - 0.2) + 1.25^2) = 1.46$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^{-2}}} = \frac{1}{1.46 + \sqrt{1.46^2 - 1.25^2}}$$

$$\chi_z = 0.45$$

- **Calcul du facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion suivant y-y (K_y):**

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{e,ly}} \right) \leq 0,90 \quad ; \quad \mu_z = 0.317$$

$$\mu_y = 0.32(2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{6136 - 5474}{5474} \right) = -0.33$$

$$K_y = 1 + \frac{0.33 \times 504.94 \times 10^3}{0.97 \times 24160 \times 275} = 1.03 < 1.5 \quad \text{C'est vérifiée.}$$

- **Calcul du facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion suivant z-z (K_z):**

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1.5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \cdot \beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{e,lz}} \right) \leq 0,90 \quad ; \quad \mu_z = 0.317$$

$$\mu_z = 1.25(2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{1205 - 781.6}{781.6} \right) = -1.2$$

$$K_z = 1 + \frac{1.2 \times 504.97 \times 10^3}{0.45 \times 24160 \times 275} = 1.2 < 1.5 \quad \text{C'est vérifié.}$$

$$0.45 \frac{504.94 \times 10^3}{241.6 \times 10^2 \times 275} + \frac{1.03 \times 466.27 \times 10^6}{6136 \times 10^3 \times 275} + \frac{1.2 \times 5.44 \times 10^6}{1205 \times 10^3 \times 275} = 0.52 < 1$$

→ Condition vérifiée

- **Cas : , $M_{sd,y}^{max}$, N^{cor} :**

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

Flambement par flexion

Profilé	L_{fy}	L_{fz}	X_{min}	K_y	K_z	Valeur	
HEA 650	7570	7620	0.45	1.03	1.2	0.96	CV

Tableau V.4 : Vérification au flambement par flexion pour M_{sdy}^{max} .

- **Verification des autres poteaux**

- **Exemple de calcul poteau HEA220 (h=3.8m) :**

$$N^{\max} = 164.031 \text{Kn} ; M_{\text{sd},y}^{\text{cor}} = 25.79 \text{Kn.m} ;$$

- **Sens Y-Y :**

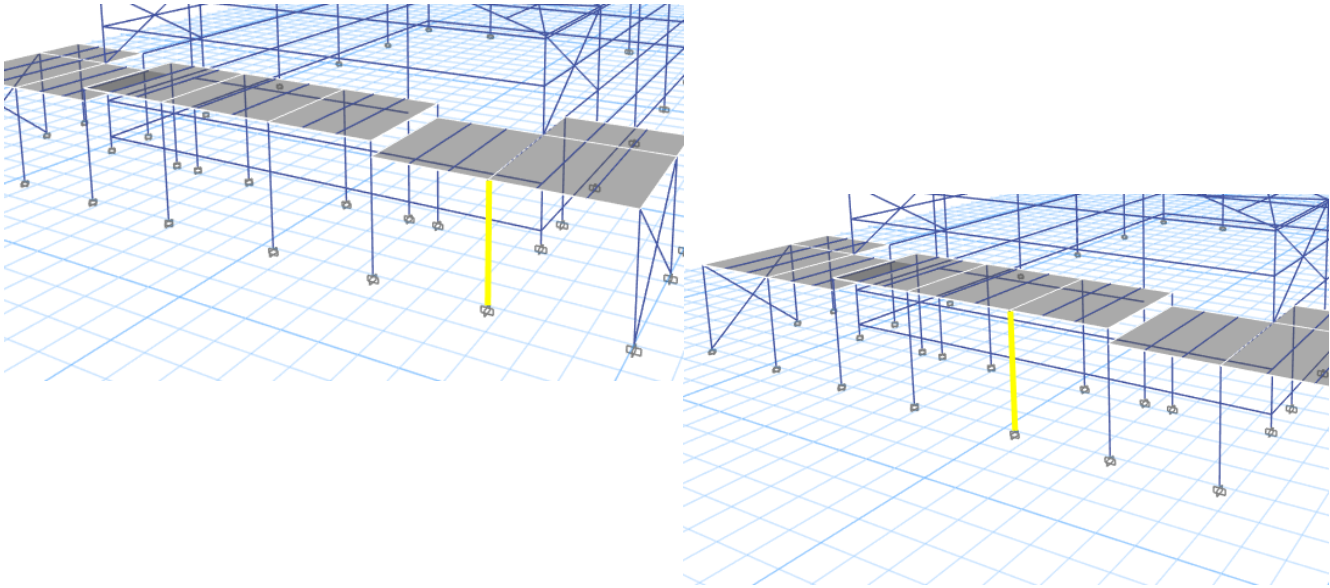


Figure V.3 : Les poteaux HEA220 de 4.3 et 3.8m.

$$K_C^{\text{HEA 220}} = \frac{5410}{380} = 14.23684 \text{ cm}^3 ;$$

$$K_{b,11}^{\text{IPE 300}} = \frac{8356}{430} = 19.43255 \text{ cm}^3 ,$$

$$K_{b,12}^{\text{IPE 300}} = \frac{8356}{390} = 21.42564 \text{ cm}^3 ;$$

$$K_{C,1} = K_{C,2} = 0 ; \quad K_{b,21} = K_{b,22} = 0 ;$$

$$\eta_1 = \frac{14.23684}{14.23684 + 19.43255 + 21.42564} = 0.258$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (encastrement).}$$

$$L_{f,y} = \left[\frac{1 + (0,145 \times 0,258)}{2 - (0,364 \times 0,258)} \right] \times 3.8 \quad ; \quad L_{f,y} = 2.06 \text{m}$$

- Sens Z-Z :

$$K_C^{\text{HEA220}} = \frac{1955}{380} = 5.14473 \text{ cm}^3 ;$$

$$K_{b,11}^{\text{IPE 300}} = \frac{604}{430} = 1.40465 \text{ cm}^3 ;$$

$$K_{b,12}^{\text{IPE 300}} = \frac{604}{390} = 1.54871 \text{ cm}^3$$

$$K_{C,1} = 0 ; K_{C,2} = 0 \quad K_{b,21} = K_{b,22} = 0 ;$$

$$\eta_1 = \frac{5.14473}{5.14473+1.40465+1.54871} = 0.97 \quad \text{et} \quad \eta_2 = 0.$$

$$L_{f,y} = \left[\frac{1+(0,145 \times 0,97)}{2-(0,364 \times 0,97)} \right] \times 3.8 \quad ; \quad L_{f,z} = 2.63\text{m}$$

- Calcul de l'élancement réduit :

$$\lambda_y = \frac{L_{f,y}}{i_y} = \frac{206}{9.43} = 21.84 ; \quad \lambda_y = \frac{21.84}{86.81} = 0,25 > 0,2 \text{ alors il y a un risque de flambement.}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{f,z}}{i_z} = \frac{263}{5.51} = 47.73 ; \quad \lambda_z = \frac{47.73}{86.81} = 0.55 > 0,2 \text{ alors il y a un risque de flambement.}$$

- Calcul de Xmin :

$$\frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0.95 < 1.2$$

$$t_f = 11 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement z - z → courbe de flambement c → $\alpha_y = 0.49$

$$\varphi_z = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] ; \quad \varphi_z = 0.5 [1 + 0.49(0.55 - 0.2) + 0.55^2]$$

$$\rightarrow \varphi = 0.737$$

$$X_z = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} ; \quad X_z = \frac{1}{0.737 + \sqrt{0.737^2 - 0.55^2}} ; \quad X_z = 0.81$$

Axe de flambement y - y → courbe de flambement b → $\alpha_y = 0.34$

$$\varphi_y = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] ; \quad \varphi_y = 0.5 [1 + 0.34(0.25 - 0.2) + 0.25^2]$$

$$\varphi = 0.539$$

$$X_y = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} ; \quad X_y = \frac{1}{0.539 + \sqrt{0.539^2 - 0.25^2}} ; \quad X_y = 0.98$$

- **Calcul du facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion suivant z-z (K_z):**

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2. \beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) \leq 0,90$$

$$\mu_z = 0.55(2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{128 - 80.5}{80.5} \right); \quad \mu_z = -0.45$$

$$1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 + \frac{0.24 \times 164.031}{0.81 \times 6430 \times 275} \quad ; \quad K_z = 1$$

- **Calcul du facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion suivant y-y (K_y):**

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2. \beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \leq 0,90$$

$$0.25(2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{270.6 - 177.7}{177.7} \right) = 0.17$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad ; \quad K_y = 0.99$$

$$\frac{164.031 \times 10^3}{0.81 \frac{6430 \times 275}{1.1}} + \frac{0.99 \times 25.79 \times 10^6}{\frac{568.5 \times 10^3 \times 275}{1.1}} + \frac{1 \times 8.13 \times 10^6}{\frac{270.6 \times 10^3 \times 275}{1.1}} = 0.285 < 1$$

→ Condition vérifiée

- **Vérification des autres poteaux**

Cas : N^{\max} , $M_{sd,y}^{\text{cor}}$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

Flambement par flexion								
------------------------	--	--	--	--	--	--	--	--

Niveau	Profilé	L_{fy}	L_{fz}	X_{\min}	K_y	K_z	Valeur	<1
3.8m	HEA 220	2060	2630	0.81	0.99	1	0.285	CV
4.3m	HEA 220	2326	2655	0.81	0.99	1	0.29	CV

Tableau V.5 : Vérification au flambement par flexion pour N^{\max} .

- Cas : , $M_{sd,y}^{max}$, N^{cor} :

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

Flambement par flexion								
Niveau	Profilé	L_{fy}	L_{fz}	X_{min}	K_y	K_z	Valeur	<1
3.8m	HEA 220	2060	2630	0.81	0.99	1	0.561	CV
4.3m	HEA 220	2326	2655	0.81	0.99	1	0.398	CV

Tableau V.6 : Vérification au flambement par flexion pour M_{sdy}^{max} .

V.3 Vérification des poutres :

V.3.1 Verfication de la traverse :

D'après les résultats extraits du ETABS on a :

$$N_{sd}^{max} = 566.20\text{KN} \quad M_{sd}^{max} = 712.43 \text{ kN.m} \quad \text{et} \\ V_{sd}^{max} = 216.61 \text{ kN}$$

- **Vérification du moment fléchissant :**

$$M_{pl,rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{1,1} = \frac{3512 \times 275}{\times 1,1}$$

$$M_{pl,rd} = 965.8\text{KN.m}$$

$$M_{sd}^{max} = 712.43 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 965.8 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{plrd} = \frac{83.8 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} = 1330.19 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = 216.61\text{kN} < V_{plrd} = 1330.19 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

$$\text{On a : } V_{sd} = 216.61 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 665 \text{ KN}$$

==> il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

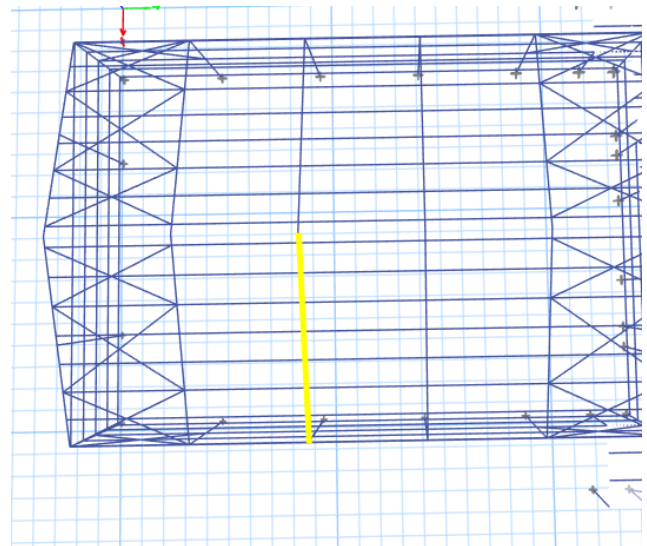


Figure V.4 : La traverse IPE600.

- **Vérification à la stabilité**

• **Flexion composée avec risque de flambement**

On doit vérifier que:

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl.rd}} + \frac{k_y \times M_y}{M_{ply.rd}} \leq 1$$

• **Flexion composée avec risque de déversement**

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl.rd}} + \frac{k_{LT} \times M_y}{\chi_{LT} \times M_{ply.rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction pour le flambement χ_{min} :

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

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

Longueur de flambement :

$$l_y = 10.64 \text{ m (Longueur total de la traverse)}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1064}{24.3} = 43.78$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times (\beta_A)^{0.5}$$

Avec : $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1,2 et 3 .

$$\lambda_1 = 93.91 \varepsilon = 93.91 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 86.81$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{43.78}{86.61} \right) = 0.50 > 0.2 \rightarrow \text{Il y a de risque de flambement}$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{600}{220} = 2.72 > 1.2$$

$$t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm} ; \text{Axe de flambement } y - y \rightarrow \text{courbe de flambement } a \rightarrow \alpha_y = 0.21$$

$$\phi_y = 0.5 \left(1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right)$$

$$\phi_y = 0.5 (1 + 0.21(0.51 - 0.2) + 0.51^2) = 0.66$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0.66 + \sqrt{0.66^2 - 0.51^2}} = 0.93$$

$$\chi_y = 0.93$$

- **Calcul du facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion suivant y-y (K_y):**

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \leq 0,90$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \leq 0,90 \rightarrow \mu_y = -0.557$$

$$K_y = 1$$

- **Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors plan du portique)**

Longueur de flambement :

Autour de l'axe faible z-z (dans le plan perpendiculaire de l'âme), le traverse est empêché de flamber sur toute sa longueur par les pannes.

$$l_z = 1.46 \text{ m (Longueur total de la traverse)}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{146}{4.6} = 31.33$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \times (\beta_A)^{0.5}$$

Avec : $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1,2 et 3 .

$$\lambda_1 = 93.91 \varepsilon = 93.91 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 86.81$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{31.33}{86.61} \right) = 0.36 > 0.2 \rightarrow \text{Il y a de risque de flambement}$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{600}{220} = 2.72 > 1.2$$

$$t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm} ; \text{Axe de flambement } y - y \rightarrow \text{courbe de flambement a} \rightarrow \alpha_y = 0.34$$

$$\phi_z = 0.5 \left(1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^{-2} \right)$$

$$\phi_z = 0.5(1 + 0.34(0.36 - 0.2) + 0.36^2) = 0.6$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^{-2}}} = \frac{1}{0.60 + \sqrt{0.60^2 - 0.36^2}} = 0.93$$

$$\chi_z = 0.93$$

- **Calcul du facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion suivant z-z (K_z):**

$$K_z = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) \leq 0,90 \rightarrow \mu_y = -0,57$$

$$K_z = 1$$

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{LT} + \sqrt{(\phi_{LT})^2 - (\bar{\lambda}_{LT})^2})} < 1$$

$$\lambda_{LT} = \frac{146/4.66}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{146/4.66}{600/19} \right)^2 \right]^{0.25} \sqrt{1.132}} = 24.08$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9\varepsilon} = \frac{93.26}{86.8} = 0.27 < 0.4$$

Vérification au flambement :

$$\frac{566.2 \times 10^3}{0.93 \times 15600 \times 275} + \frac{1 \times 712.43 \times 10^{-6}}{3512 \times 275 \times 10^3} = 0.14 \leq 1$$

Vérification au déversement :

$$\frac{566.2 \times 10^3}{0.93 \times 15600 \times 275} + \frac{0.93 \times 712.43 \times 10^{-6}}{0.93 \times 3512 \times 275 \times 10^3} = 0.14 \leq 1$$

V.3.2 Vérification de la poutre principale IPE300 :

D'après les résultats extraits du ETABS on a :

$$M_{sd}^{max} = 154.79 \text{ kN.m et}$$

$$V_{sd}^{max} = 138.77 \text{ kN}$$

- **Vérification du moment fléchissant :**

$$R_{Béton} = \frac{0,85 \times f_{ck}}{1,5} \times b_{eff} \times h_c ; f_{ck} = 25 \text{ MP}$$

$$R_{Béton} = \left(\frac{0,85 \times 25}{1,5} \times 1075 \times 95 \right) \times 10^{-3} \\ = 1446.7 \text{ kN}$$

$$R_{Acier} = 0,95 \times f_y \times A_a \text{ avec ,}$$

$$A_a = 5381 \text{ mm}^2$$

$$R_{Acier} = (0,95 \times 275 \times 5381) \times 10^{-3} = 1405.79 \text{ kN}$$

$$R_{Béton} > R_{Acier}$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{plrd} = R_{acier} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier} \times h_c}{2 \times R_{béton}} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 1405.79 \left[\frac{300}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{1405.79 \times 95}{2 \times 1446.7} \right) \right] \times 10^{-3} = 356.85$$

$$M_{sd}^{max} = 154.79 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 356.86 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{plrd} = \frac{25.68 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} = 370.65 \text{ kN}$$

$$V_{sd}^{max} = 138.77 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 370.65 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{On a : } V_{sd} = 138.77 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,rd} = 185.33 \text{ kN}$$

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

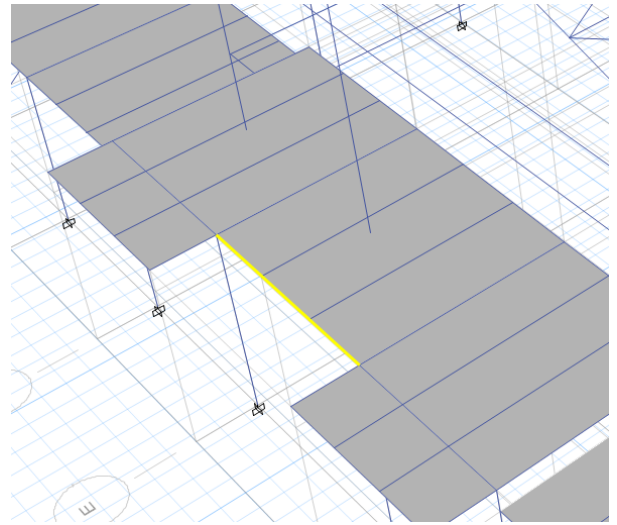


Figure V.5 : La poutre IPE300.

- **Vérification du déversement :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure donc elle ne risque pas de se déverser.

V.3.3 Vérification des contreventements :

Les vérifications doivent être faites sous la combinaison $G+ Q \pm 1.25 Ex$.

1. Contreventement de bloc :

Suivant la direction Y-Y (palé de stabilité) :

Contreventement (L×90×9)

$$N_{Sd}^{\max} = 184.211 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{Sd}^{\max} = 205.61 \text{ KN (compression)}$$

- **Vérification a la traction :**

$$N_{Sd}^{\max} = 184.21 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{trd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1550 \times \frac{275}{1,1} = 387.5 \text{ KN}$$

$$N_{Sd}^{\max} = 184.21 \text{ KN} < N_{trd} = 387.5 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée

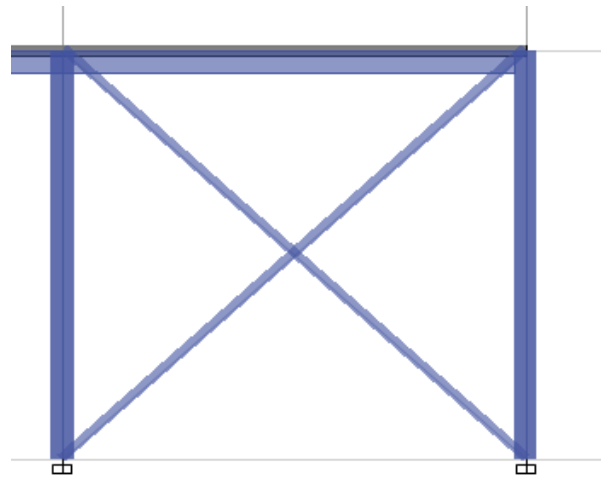


Figure V.6 : Contreventement sens y-y.

- **Vérification a la compression :**

Il faut vérifier que : $N_{Sd}^{\max} \leq N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1 \quad \text{avec} \quad \phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

La longueur de la barre :

$$L_0 = 5.74 \text{ m} \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,924$$

• **Exemple de calcul :**

$$N_{Sd}^{\max} = 205.61 \text{ KN (compression)}$$

- Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{y,z}$:

$$l_{fy,z}=l_0= 5.74 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{574}{27.3} = 21.02$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{21.02}{93,91\varepsilon} = 0,24 > 0,2 \text{ alors il y a un risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{574}{27.3} = 21.02$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{21.02}{93,91\varepsilon} = 0,24 > 0,2 \text{ alors il y a un risque de flambement}$$

$$\phi = 0,5 [1 + 0,49 (0,24 - 0,2) + (0,24)^2] = 0.5386 \quad \text{et} \quad \chi = \frac{1}{0.5386 + \sqrt{0.5386^2 - 0.24^2}} = 0,97 \leq 1$$

$$N_{b,Rd} = 0,97 \times 1 \times 1550 \times \frac{275}{1,1} = 375.875 \text{ KN}$$

$$N_{Sd}^{\max} = 205.61 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 375.875 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée

2. Contreventement de hangar (L90×9) :

Suivant la direction x-x (palé de stabilité) :

$$N_{Sd}^{\max} = 94.08 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{Sd}^{\max} = 96.04 \text{ KN (compression)}$$

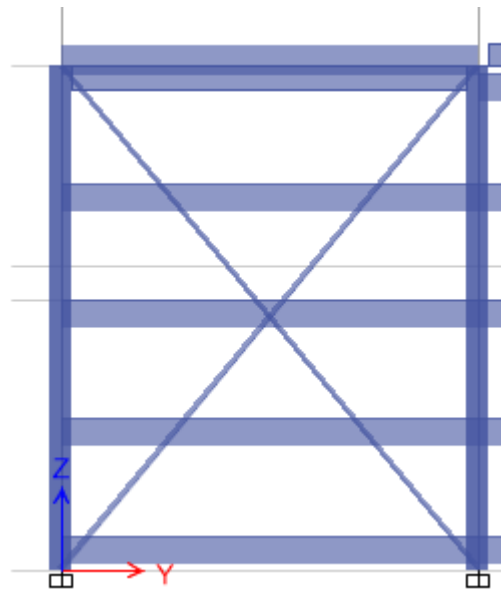


Figure V.7 :Contreventement de hangar sens y-y

- **Vérification à la traction :**

$$N_{Sd}^{max} = 94.08 \text{ KN (traction)} \quad \text{et} \quad N_{trd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1550 \times \frac{275}{1,1} = 387.5 \text{ KN}$$

$$N_{Sd}^{max} = 94.08 < N_{trd} = 387.5 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **Vérification à la compression :**

$$\text{Il faut vérifier que : } N_{Sd}^{max} \leq N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad \text{avec} \quad \phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

La longueur de la barre :

$$L_0 = 6.74 \text{ m} \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,924$$

$$N_{Sd}^{max} = 96.04 \text{ KN (compression)}$$

- **Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{y,z}$:**

$$l_{fy,z} = l_0 = 6.74 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{674}{27.3} = 24.68$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{24.68}{93,91\varepsilon} = 0,28 > 0,2 \text{ alors il y a un risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{674}{27.3} = 24.68$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{24.68}{93,91\varepsilon} = 0,28 > 0,2 \text{ alors il y a un risque de flambement}$$

$$\alpha_z = 0.49$$

$$\phi = 0,5 [1 + 0,49 (0,38 - 0,2) + (0,38)^2] = 0.62 \quad \text{et} \quad \chi = \frac{1}{0.62 + \sqrt{0.62^2 - 0.38^2}} = 0,9 \leq 1$$

$$N_{b,Rd} = 0,9 \times 1 \times 1550 \times \frac{275}{1,1} = 348.75 \text{ KN}$$

$$N_{Sd}^{max} = 96.04 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 348.75 \text{ KN} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- Suivant la direction X-X (poutre au vent):

Poutre au vent (L180x5) :

$$N_{Sd}^{max} = 204.85 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{Sd}^{max} = 236.85 \text{ KN (compression)}$$

- Vérification à la traction :

$$N_{Sd}^{max} = 204.85 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{trd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 5210 \times \frac{275}{1,1} = 1302.5 \text{ KN}$$

$$N_{Sd}^{max} = 204.85 \text{ KN} < N_{trd} = 1302.5 \text{ KN}$$

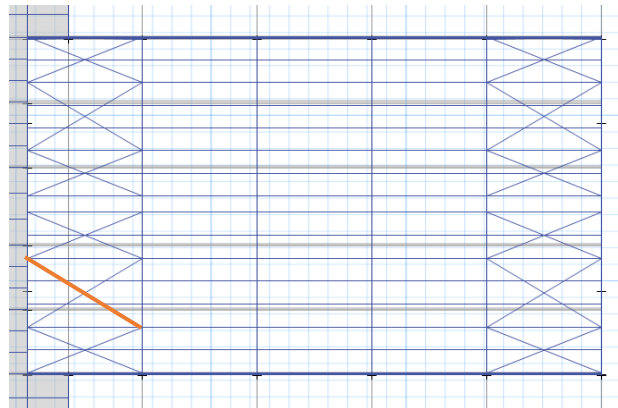


Figure V.8 :Contreventement de hangar sens x-x.

Condition Vérifiée

- Vérification à la compression :

Il faut vérifier que : $N_{Sd}^{max} \leq N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1 \quad \text{avec} \quad \phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

La longueur de la barre :

$$L_0 = 7.31 \text{ m} \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,924$$

- Exemple de calcul :

$$N_{Sd}^{max} = 236.85 \text{ KN (compression)}$$

Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{y,z}$:

$$l_{fy,z} = l_0 = 7.31 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{731}{55.2} = 13.24$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{13.24}{93,91\varepsilon} = 0,15 < 0,2 \text{ alors il n'y a pas un risque de flambement.}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{731}{55.2} = 13.24$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{33.73}{93,91\varepsilon} = 0,15 < 0,2 \text{ alors il n'y a pas un risque de flambe}$$

Chapitre VI

Calcul des assemblages

VI.1 Introduction:

Les assemblages métalliques sont des techniques de construction qui permettent de lier des éléments métalliques entre eux. Ils sont utilisés dans la construction de bâtiments, de ponts et d'autres structures, Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales des éléments utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le boulonnage.
- Le soudage.

La conception et le calcul des assemblages est d'une importance capitale. Pour cela, dans ce chapitre en va s'intéresser au dimensionnement des différents assemblages des éléments de la structure.

VI.2 Les différents modes d'assemblages :

Dans la construction métallique, les modes d'assemblages les plus utilisés sont le boulonnage et la soudure

VI.2.1 Assemblage par boulonnage :

Le boulonnage est un procédé d'assemblage mécanique démontable, il consiste à relier les éléments métalliques entre eux. On distingue deux types des boulons : les boulons ordinaires et les boulons à haute résistance. Et ces deux types de boulons se différencient par leur nuance d'acier.

- **Fonctionnement des assemblages :**

- **Fonctionnement des assemblages par obstacle :**

C'est le cas des boulons ordinaires non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.

- **Fonctionnement des assemblages par adhérence :**

Dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact, Cela concerne le soudage et le boulonnage par les boulons à haute résistant.

VI.2.2 Assemblage par soudure :

La soudure est un moyen d'assemblage le plus fréquemment utilisé pour la fabrication des pièces métalliques en atelier. Elle est régulièrement utilisée dans les constructions particulières comme : les réservoirs d'eau, les silos etc...

VI.3 Vérification des assemblages : [8]

On a plusieurs types d'assemblage dans notre structure

1. Les assemblages de hangar :

1. Assemblage traverse-traverse.
2. Assemblage poteau-traverse.
3. Assemblage pied de poteau.
4. Assemblage de contreventement.

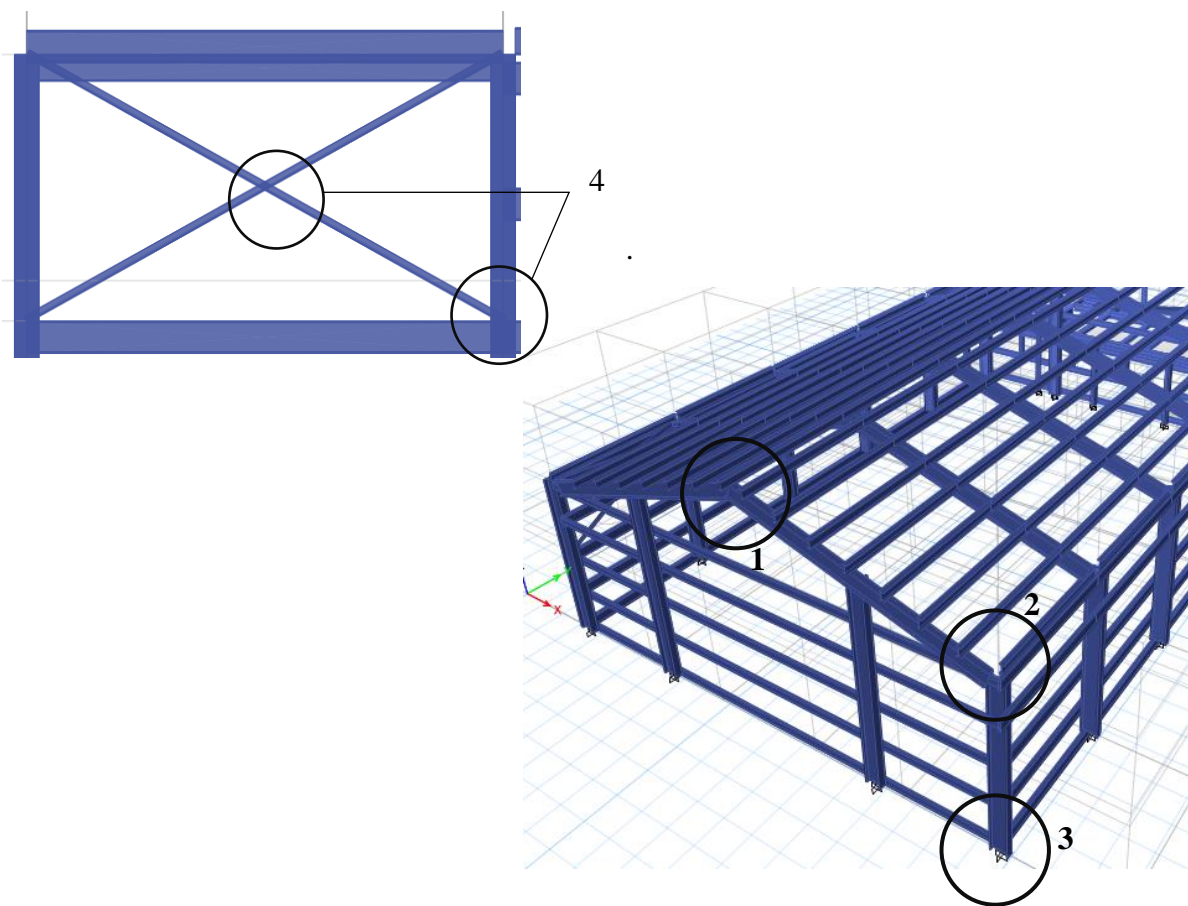


Figure VI.1 : les différents assemblages de hangar.

2. Les assemblages de bloc :

1. Assemblage poutre-solive.
2. Assemblage poteau-poutre.
3. Assemblage pied de poteau.
4. Assemblage de contreventement.

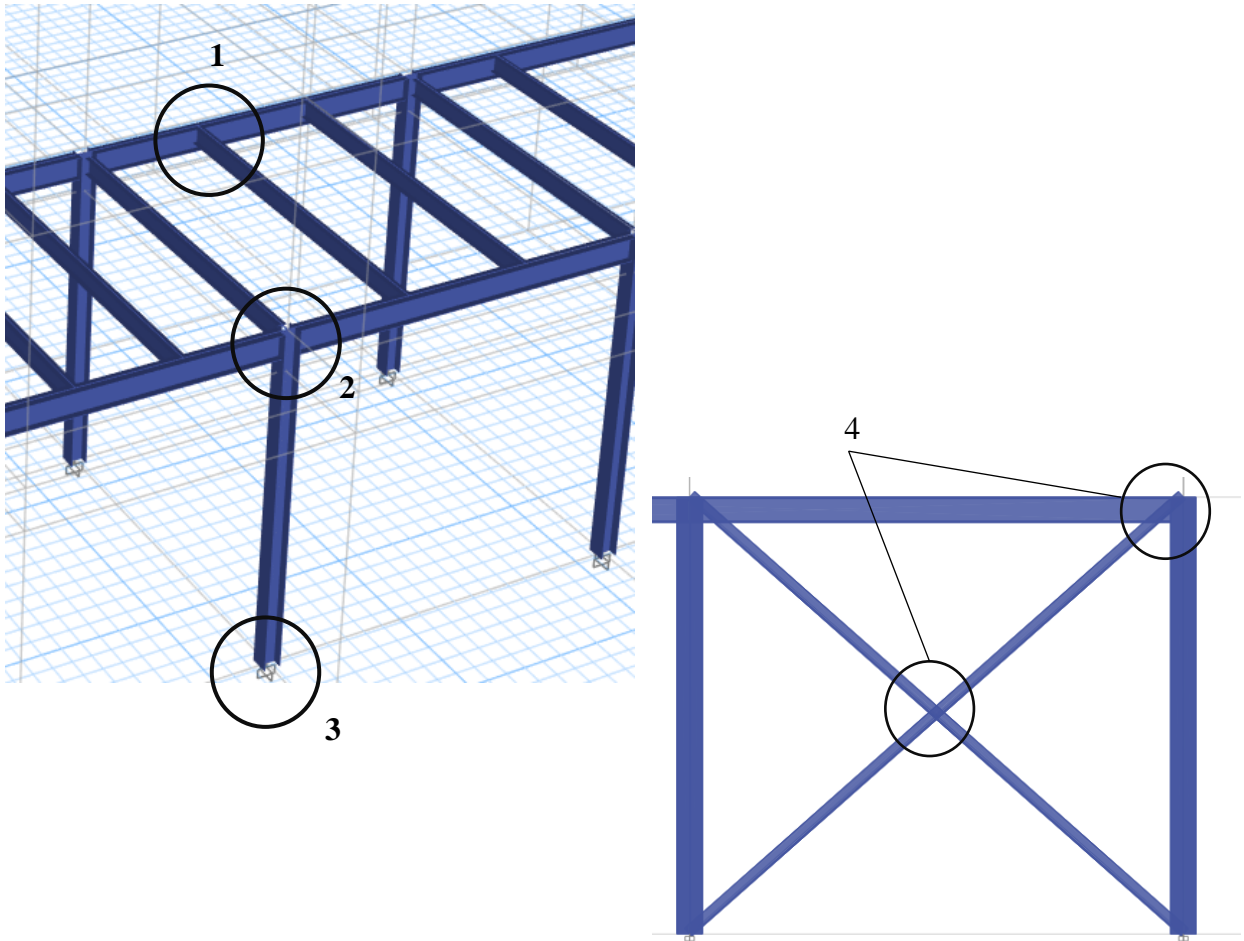


Figure VI.2: les différents assemblages de bloc.

Les assemblages seront calculés selon le CCM79, Eurocode 3 ; Eurocode 2 tout en considérant les efforts de l'output du logiciel **Autodesk Robot structural analyses**.

VI.3.1 Vérification de l'assemblage poutre solive (IPE300-IPE220) : [8]

L'effort tranchant : $V_{sd} = 87.80 \text{ kN}$

L'assemblage par cornière CAE 80×8 entre une poutre IPE 30 et une solive IPE 220 :

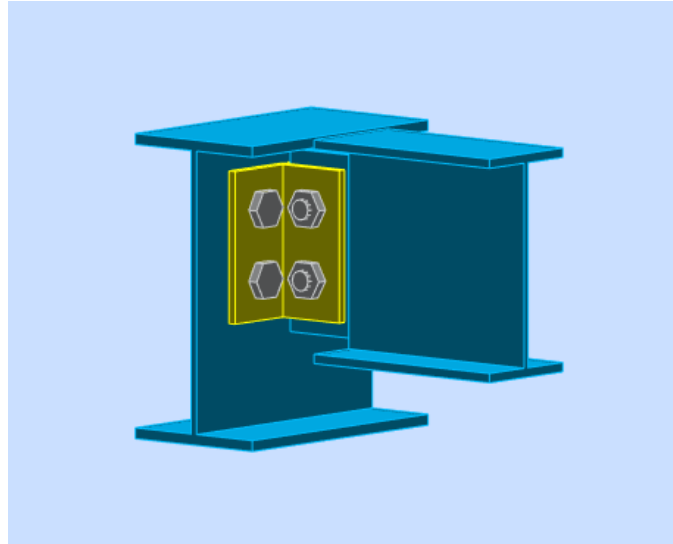


Figure VI.3 : Assemblage poutre IPE300-solive IPE220.

- **Dimensionnement de l'assemblage :**

- 1. Choix de diamètre des boulons :**

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètre différents ; le choix du diamètre se fera en déterminant leur résistance tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

$$t \leq 10 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad d = (12 ; 14) \text{ mm}$$

$$10 \leq t \leq 25 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$$

$$t \geq 25 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$$

d : diamètre de la partie non fileté de la vis.

t : l'épaisseur des pièces assemblées.

On choisit 4 boulons de diamètre de 20mm (M20) de classe 6.8.

M20 → d = 20mm ; d₀ = 22 mm

1. Disposition constructive des boulons:

$$1.2 \quad d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \qquad 26.4 \leq e_1 \leq 162\text{mm}$$

$$2.2 \quad d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \qquad 48.4 \leq p_1 \leq 189\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 22,5 \qquad 33 \leq e_2 \leq 162\text{mm}$$

Donc on prend : e₁ = 40mm ; e₂ = 40mm ; p₁ = 70mm

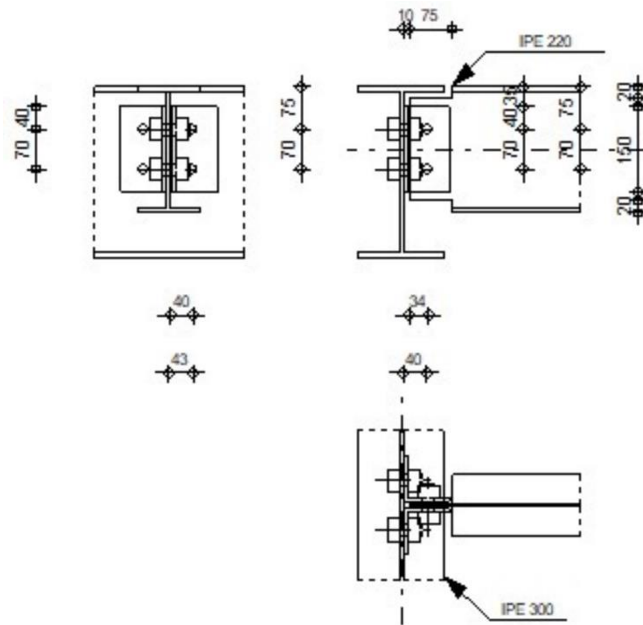


Figure VI.4 : Disposition constructive des boulons (assemblage poutre-solive).

2. Résistance des boulons au cisaillement (côté de la poutre portée) :

On doit vérifier la condition suivante : $F_{r,sd} \leq 2F_{v,Rd}$ (boulons travaillent au double cisaillement)

$$F_{r,sd} = \sqrt{F_{v,sd}^2 + F_{h,sd}^2}$$

$$\text{Avec : } F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} ; F_{h,sd} = \frac{M_e}{d} = \frac{V_{sd} \times e_2}{d}$$

$F_{r,sd}$: l'effort maximal résultant repris par chaque boulon.

$F_{h,sd}$: effort de cisaillement horizontal par boulon dû au moment local d'excentrement.

M_e : le moment local d'excentrement.

n : nombre de boulons ($n = 2$).

e_2 : distance entre l'axe d'un trou et l'âme de la poutre ($e_2 = 40\text{mm}$)

d : distance séparant les rangés extrêmes des boulons ($d = 70\text{mm}$)

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{87.8}{2} = 43.9\text{KN}$$

$$F_{h.sd} = \frac{87.8 \times 40}{70} = 50.17\text{KN}$$

$$F_{r.sd} = \sqrt{43.9^2 + 50.17^2} = 66.67\text{KN}$$

$$F_{v.rd} = \frac{0.6 \times f_u \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.6 \times 600 \times 245}{1.25} = 70.56\text{KN}$$

$$F_{r.sd} = 66.67\text{KN} < 2 \times F_{v.rd} = 141.12\text{KN} \text{ condition verifie}$$

1. Résistance des boulons au cisaillement (côté de la poutre porteuse) :

On doit vérifier la condition suivante : $F_{v.sd} \leq F_{v.Rd}$

$$F_{v.sd} = \frac{87.8}{4} = 21.95\text{KN}$$

$$F_{v.rd} = 70.56\text{KN}$$

$$F_{v.sd} = 21.95\text{KN} < F_{v.rd} = 70.56\text{KN} \text{ condition verifie.}$$

2. Résistance des cornières au cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante : $F_{v.sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{1230 \times 275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3}} = 195.28\text{KN}$$

$$F_{v.sd} = 21.95\text{KN} < V_{plrd} = 195.28\text{KN} \text{ Condition vérifiée.}$$

3. Résistance des cornières à la pression diamétrale (côté de la poutre portée) :

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{F_{rsd}}{2} < F_{b.rd}$

$F_{b.rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon, avec : $F_{b.rd} = \frac{2.5 \times a \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$

$d_0 = 22\text{mm}$; $t = 8\text{mm}$; $e_1 = 40\text{mm}$; $p_1 = 70\text{mm}$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) \quad \alpha = \min(0,60; 0,81; 0,8; 1) \quad \alpha = 0,6$$

$$F_{b.rd} = \frac{2.5 \times a \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} = \frac{2.5 \times 0.6 \times 600 \times 20 \times 8}{1.25} = 115.2\text{KN}$$

$$\frac{F_{rsd}}{2} = \frac{66.67}{2} = 33.34\text{KN}$$

$$\frac{F_{rsd}}{2} = 33.34\text{KN} < F_{b.rd} = 115.2\text{KN}$$

4. Résistance des cornières à la pression diamétrale (côté de poutre porteuse) :

On doit vérifier la condition suivante : $F_{v.sd} < F_{b.rd}$

$$F_{v.sd} = 21.95\text{KN}$$

$$F_{b.rd} = \frac{2.5 \times a \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} = \frac{2.5 \times 0.6 \times 600 \times 20 \times 8}{1.25} = 115.2\text{KN}$$

$$F_{v.sd} = 21.95\text{KN} < F_{b.rd} = 115.2\text{KN}$$

5. Vérification de la poutre principale à la pression diamétrale :

On doit vérifier la condition suivante : $F_{v.sd} < F_{b.rd}$

$$F_{v.sd} = 21.95\text{KN}$$



L'épaisseur de l'âme de la poutre : $t_w = 7.1\text{mm}$

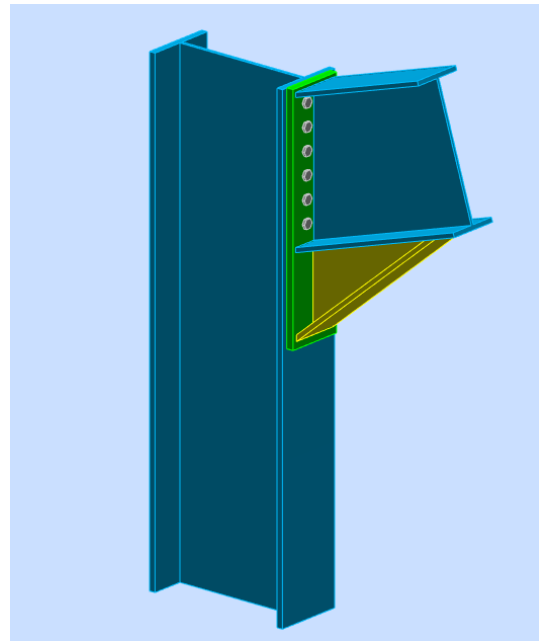
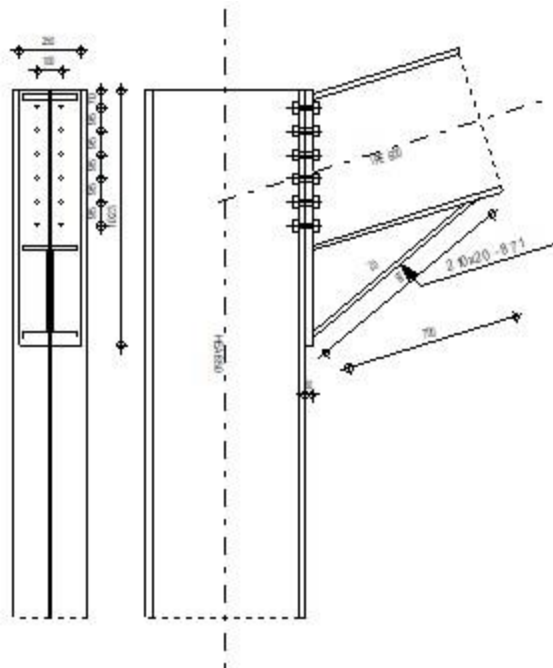
$$F_{b.rd} = \frac{2.5 \times a \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} = \frac{2.5 \times 0.6 \times 600 \times 20 \times 7.1}{1.25} = 105.24\text{KN}$$

$$F_{v.sd} = 21.95\text{KN} < F_{b.rd} = 105.24\text{KN}$$

VI.3.2 Vérification de l'assemblage traverse-poteau (IPE600-HEA650) :

L'assemblage fait par une platine et un jarret inferieur entre un poteau HEA650 et une traverse IPE600.

	Robot Structural Analysis Professional 2023 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau	 Ratio 1.00
---	--	---

**GENERAL**

Assemblage N°: 1
Nom de l'assemblage: Angle de portique

POTEAU

Profilé:	HEA 650		
$\alpha =$	-90.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	640	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	26	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	241.64	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	175178.00	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER E28		
$\sigma_{ec} =$	275.00	[MPa]	Résistance

POUTRE

Profilé:			IPE 600
$\alpha =$	17.2	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	600	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	220	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	155.98	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	92083.40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E28		
$\sigma_{eb} =$	275.00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	22	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	9.8		Classe du boulon
$F_b =$	174.53	[kN]	Résistance du boulon à la rupture
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	70	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i	100	[mm]	
=			
Entraxe $p_i =$	95;95;95;95;95	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	1023	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	250	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	30	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E28		
$\sigma_{ep} =$	275.00	[MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d = 210$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 20$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 350$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 20$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 700$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 39.8$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: S 275
 $\sigma_{ebu} = 275.00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 15$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 10$ [mm] Soudure semelle
 $a_{fd} = 15$ [mm] Soudure horizontale

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$M_y = 712.43$ [kN*m] Moment fléchissant
 $F_z = 216.61$ [kN] Effort tranchant
 $F_x = 566.20$ [kN] Effort axial

RESULTATS

DISTANCES DE CALCUL

Boulon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	23	44			21	35	16	43							95
2	Centraux	23	44					16	43							95
3	Centraux	23	44					16	43							95
4	Centraux	23	44					16	43							95
5	Centraux	23	44					16	43							95
6	Centraux	23	44					16	43							95

$x = 65$ [mm] Zone comprimée

$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$

EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - METHODE ELASTIQUE

Boulon N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	910	311.43	176.34	521.38	178.32	174.53	>	160.03	100.00
2	815	148.47	156.75	326.00	178.32	174.53	>	148.25	100.00
3	720	148.47	156.75	326.00	178.32	174.53	>	136.47	100.00
4	625	148.47	156.75	326.00	178.32	174.53	>	124.69	100.00
5	530	148.47	156.75	326.00	178.32	174.53	>	112.92	100.00
6	435	148.47	156.75	326.00	178.32	174.53	>	101.14	100.00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 148.25 < 148.47 \quad \text{vérifié} \quad (1.00)$$

Traction des boulons

$$1.25 \cdot F_{i\max} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |660.17| < 720.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.92)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{[F_{i\max}^2 + 2.36 \cdot T_i^2]} / A \leq \sigma_{red} \quad |427.25| < 720.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.59)$$

$T_1 = 18.05$ [kN] Effort tranchant dans le boulon

$T_b = 177.72$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant [9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 18.05 < 177.72 \quad \text{vérifié} \quad (0.10)$$

VERIFICATION DE LA POUTRE

$F_{res} = 1000.79$ [kN] Effort de compression

$$F_{res} = 2 \cdot \sum F_i - N$$

Compression réduite de la semelle

$$[9.2.2.2.2]$$

$N_{c\ adm} = 1710.94$ [kN] Résistance de la section de la poutre

$$N_{c\ adm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$$

$$F_{res} \leq N_{c\ adm} \quad 1000.79 < 1710.94 \quad \text{vérifié} \quad (0.58)$$

VERIFICATION DU POTEAU

Compression de l'âme du poteau

$$[9.2.2.2.2]$$

$$F_{res} \leq F_{pot} \quad 1000.79 < 1280.81 \quad \text{vérifié} \quad (0.78)$$

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

$V_R = 1333.70$ [kN] Effort tranchant dans l'âme

$$V_R = 0.47 \cdot A_v \cdot \sigma_e$$


$$|F_{res}| \leq V_R \quad |1000.79| < 1333.70 \quad \text{vérifié} \quad (0.75)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 1.00

VI.3.3 Vérification de l'assemblage traverse-traverse (IPE600-IPE600) :

L'assemblage par une platine et un jarret inférieur entre une traverse IPE600 et une traverse IPE600.

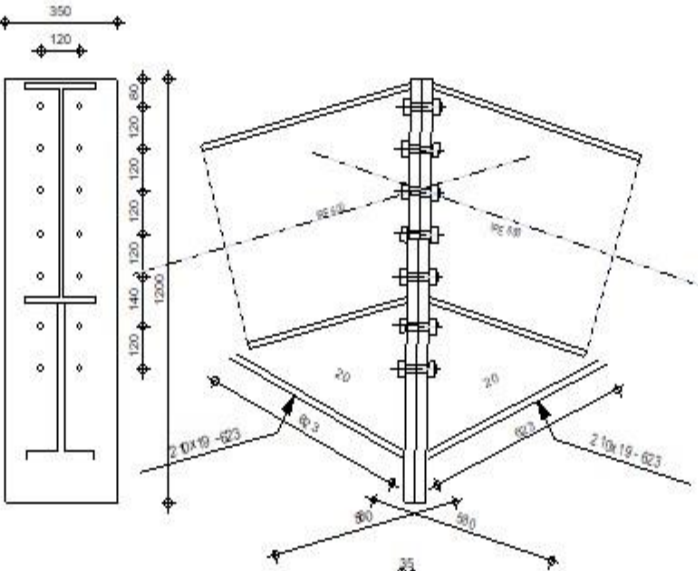
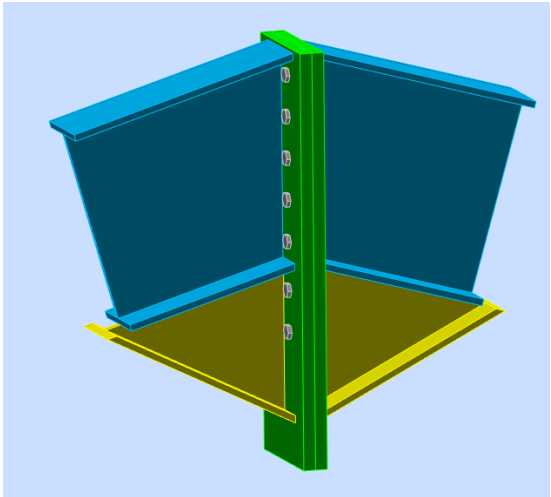


Robot Structural Analysis Professional 2023

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

OK

Ratio
0.99

GENERAL

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage: traverse-traverse

GAUCHE

POUTRE

Profilé: IPE 600

$\alpha =$	-165.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	600	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{tbl} =$	220	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb1} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{b1} =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{b1} =$	155.98	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	92083.40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E28		
$\sigma_{eb} =$	275.00	[MPa]	Résistance

DROITE**POUTRE**

Profilé:	IPE 600		
$\alpha =$	-17.2	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	600	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	220	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	155.98	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	92083.40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E28		
$\sigma_{eb} =$	275.00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	22	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	8.8		Classe du boulon
$F_b =$	155.14	[kN]	Résistance du boulon à la rupture
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	7		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	80	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	120	[mm]	
Entraxe $p_i =$	120;120;120;120;140;120	[mm]	

PLATINE

$h_{pr} =$	1200	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	350	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	35	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	S 275		
$\sigma_{epr} =$	275.00	[MPa]	Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_{rd} =$	210	[mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	440	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	20	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	580	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha_d =$	26.6	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	S 275		
$\sigma_{ebu} =$	275.00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 15$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 10$ [mm] Soudure semelle
 $a_{fd} = 10$ [mm] Soudure horizontale

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$M_y = 712.43$ [kN*m] Moment fléchissant
 $F_z = 216.61$ [kN] Effort tranchant
 $F_x = 566.20$ [kN] Effort axial

RESULTATS

DISTANCES DE CALCUL

Boulon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	33	54			36	50									
2	Centraux	33	54													120
3	Centraux	33	54													120
4	Centraux	33	54													120
5	Centraux	33	54													130
6	Centraux	33	54													130
7	Centraux	33	54													120

$x = 62$ [mm] Zone comprimée

$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$

EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - METHODE ELASTIQUE

Boulon N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	984	307.52	0.00	616.15	307.52	155.14	>	153.39	100.00
2	864	149.08	198.00	411.79	149.08	155.14	>	139.61	100.00
3	744	149.08	198.00	411.79	149.08	155.14	>	125.84	100.00
4	624	149.08	198.00	411.79	149.08	155.14	>	112.06	100.00
5	504	152.73	214.50	446.10	152.73	155.14	>	98.29	100.00
6	364	152.73	214.50	446.10	152.73	155.14	>	82.22	100.00
7	244	149.08	198.00	411.79	149.08	155.14	>	68.44	100.00

- d_i – position du boulon
- F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant
- F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant
- F_s – effort transféré par la soudure
- F_p – effort transféré par l'aile du porteur
- F_b – effort transféré par le boulon
- F_i – effort sollicitant réel

$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$ 153.39 < 155.14 **vérifié** (0.99)

Traction des boulons

$$1.25 \cdot F_{\text{imax}} / A_s \leq \sigma_{\text{red}} \quad |632.79| < 640.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.99)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{[F_{\text{imax}}^2 + 2.36 \cdot T_i^2]} / A \leq \sigma_{\text{red}} \quad |408.33| < 640.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.64)$$

$T_1 = 15.47$ [kN] Effort tranchant dans le boulon

$T_b = 157.98$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant

[9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 15.47 < 157.98 \quad \text{vérifié} \quad (0.10)$$

VERIFICATION DE LA POUTRE

$F_{\text{res}} = 993.52$ [kN] Effort de compression

$$F_{\text{res}} = 2 \cdot \sum F_i - N$$

Compression réduite de la semelle

[9.2.2.2]

$N_{\text{c adm}} = 1625.40$ [kN] Résistance de la section de la poutre

$$N_{\text{c adm}} = A_{\text{bc}} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{\text{bc}} / A_b$$

$$F_{\text{res}} \leq N_{\text{c adm}} \quad 993.52 < 1625.40 \quad \text{vérifié} \quad (0.61)$$

DISTANCES DE CALCUL

Boulon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	33	54			36	50									
2	Centraux	33	54													120
3	Centraux	33	54													120
4	Centraux	33	54													120
5	Centraux	33	54													130
6	Centraux	33	54													130
7	Centraux	33	54													120

$x = 62$ [mm] Zone comprimée

$$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$$

EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - METHODE ELASTIQUE

Boulon N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	984	307.52	0.00	616.15	307.52	155.14	>	153.39	100.00
2	864	149.08	198.00	411.79	149.08	155.14	>	139.61	100.00
3	744	149.08	198.00	411.79	149.08	155.14	>	125.84	100.00
4	624	149.08	198.00	411.79	149.08	155.14	>	112.06	100.00
5	504	152.73	214.50	446.10	152.73	155.14	>	98.29	100.00
6	364	152.73	214.50	446.10	152.73	155.14	>	82.22	100.00
7	244	149.08	198.00	411.79	149.08	155.14	>	68.44	100.00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 153.39 < 155.14 \quad \text{vérifié} \quad (0.99)$$

Traction des boulons

$$1.25 \cdot F_{\text{imax}} / A_s \leq \sigma_{\text{red}} \quad |632.79| < 640.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.99)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{[F_{\text{imax}}^2 + 2.36 \cdot T_i^2]} / A \leq \sigma_{\text{red}} \quad |408.33| < 640.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.64)$$

$T_1 =$	15.47	[kN]	Effort tranchant dans le boulon	
$T_b =$	157.98	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement	
Effort tranchant				[9.2.2.1]
$T_1 \leq T_b$	15.47 < 157.98		vérifié	(0.10)


VERIFICATION DE LA POUTRE

$F_{res} =$	993.52	[kN]	Effort de compression	$F_{res} = 2 \cdot \sum F_i - N$
$F_{res} \leq N_{c adm}$	993.52 < 1625.40		vérifié	(0.61)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.99

Compression réduite de la semelle				[9.2.2.2.2]
$N_{c adm} =$	1625.40	[kN]	Résistance de la section de la poutre	$N_{c adm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$


VI.3.4 Vérification de l'assemblage de pied de poteau (HEA650) :



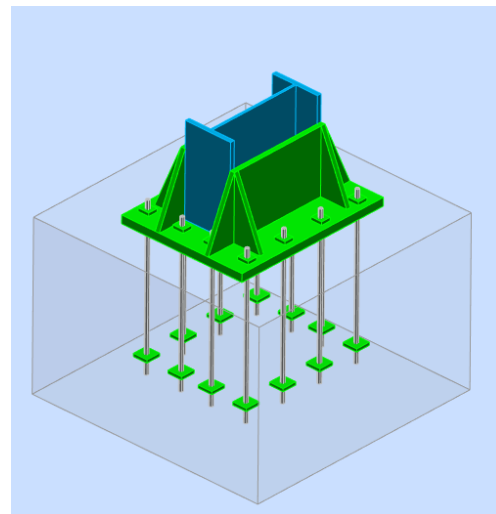
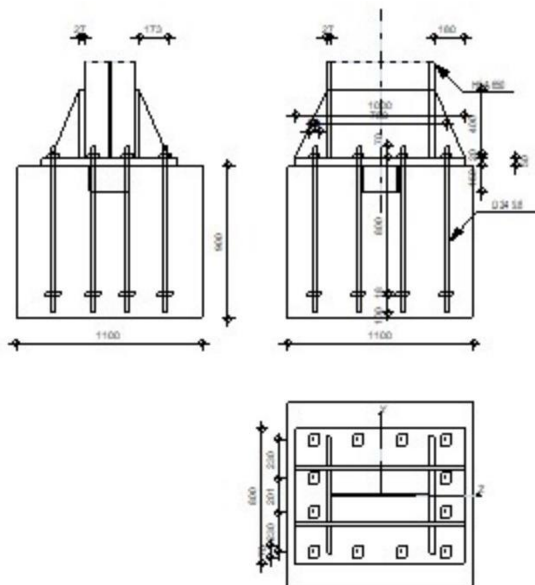
Robot Structural Analysis Professional 2023

Calcul du Pied de Poteau encastré

'Les pieds de poteaux encastrés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)



Ratio
0.93



GENERAL

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage: Pied de poteau encastré

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé: HEA 650
 $\alpha = 0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 640$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 14$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 26$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 241.64$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 175178.00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER E28
 $\sigma_{ec} = 275.00$ [MPa] Résistance

PLAQUE PRINCIPALE DU PIED DE POTEAU

$l_{pd} = 1000$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 800$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 50$ [mm] Epaisseur
 Matériau: S 275
 $\sigma_e = 275.00$ [MPa] Résistance

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe de tiges d'ancrage
 $d = 22$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 24$ [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage
 $n_H = 4$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 4$ Nombre de rangées des boulons
 Ecartement $e_{Hi} = 260; 260$ [mm]
 Entraxe $e_{Vi} = 201; 201$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 70$ [mm]
 $L_2 = 800$ [mm]
 $L_3 = 150$ [mm]

Plaque d'ancrage

$l_{ap} = 100$ [mm] Longueur
 $b_{ap} = 100$ [mm] Largeur
 $t_{ap} = 10$ [mm] Epaisseur
 Matériau: ACIER E28
 $\sigma_e = 275.00$ [MPa] Résistance

Platine

$l_{wd} =$	60	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	70	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	20	[mm]	Epaisseur

BECHE

Profilé: HEA 240

$h_w =$	150	[mm]	Hauteur
Matériau:	ACIER E28		
$\sigma_e =$	275.00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR

$l_r =$	180	[mm]	Longueur
$h_s =$	400	[mm]	Hauteur
$t_s =$	27	[mm]	Epaisseur

SEMELLE ISOLEE

$L =$	1100	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	1100	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	900	[mm]	Hauteur de la semelle

BETON

$f_{c28} =$	20.00	[MPa]	Résistance
$\sigma_{bc} =$	11.33	[MPa]	Résistance
$n =$	7.00		ratio Acier/Béton

SOUDURES

$a_p =$	15	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	20	[mm]	Bêche
$a_s =$	14	[mm]	Raidisseurs

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N =$	504.93	[kN]	Effort axial
$Q_y =$	7.24	[kN]	Effort tranchant
$Q_z =$	182.86	[kN]	Effort tranchant
$M_y =$	466.27	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_z =$	5.44	[kN*m]	Moment fléchissant

BETON**PLAN XZ**

$d_{tz} =$ 390 [mm] Distance de la colonne des boulons d'ancrage de l'axe Y
Coefficients d'équation pour la définition de la zone de pression

A =	267	[mm]		$A = b_{pd}/3$
B =	-11387.48	[cm ²]		$B = (M_y/N - 0.5 \cdot l_{pd}) \cdot b_{pd}$
C =	-13513.94	[cm ³]		$C = 2 \cdot n \cdot A_t \cdot (d_{tz} + M_y/N)$
D =	1202740.26	[cm ⁴]		$D = -2 \cdot n \cdot A_t \cdot (d_{tz} + 0.5 \cdot l_{pd}) \cdot (d_{tz} + M_y/N)$
$z_0 =$	98	[mm]	Zone comprimée	$A \cdot z_0^3 + B \cdot z_0^2 + C \cdot z_0 + D = 0$
$p_{my} =$	8.01	[MPa]	Contrainte due à l'effort axial et au moment M_y	$p_{my} = 2 \cdot (M_y + N \cdot d_{tz}) / [b_{pd} \cdot z_0 \cdot (d_{tz} + l_{pd}/2 - z_0/3)]$
$F_{ty} =$	819.1	[kN]	Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage	$F_{ty} = (M_y \cdot N \cdot (l_{pd}/2 - z_0/3)) / (d_{tz} + l_{pd}/2 - z_0/3)$

PLAN XY

$d_{ty} =$	330	[mm]	Distance de la rangée extrême des boulons d'ancrage de l'axe Z	
$y_0 =$	0	[mm]	Zone comprimée	
$p_{mz} =$	0.00	[MPa]	Contrainte due à l'effort axial et au moment M_y	
$F_{tz} =$	260.69	[kN]	Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage	$0.5 \cdot (M_z/d_{ty} + N)$

VERIFICATION DU BETON POUR LA PRESSION DIAMETRALE

$p_m =$	8.01	[MPa]	Contrainte maxi dans le béton	$p_m = p_{my}$
La valeur du coefficient K est calculée automatiquement				
$h_b =$	1000	[mm]		$h_b = l_{pd}$
$b_b =$	800	[mm]		$b_b = \max(2 \cdot (b/2 - 0.5 \cdot (n_v - 1) \cdot a_v) + a_v, b_{pd})$
$K = \max(1.1; 1 + (3 - b_{pd}/b_b - l_{pd}/h_b) \cdot \sqrt{[(1 - b_{pd}/b_b) \cdot (1 - l_{pd}/h_b)]})$				[Lescouarc'h (1.c)]
$K =$	1.00		Coefficient de zone de pression diamétrale	
$p_m \leq K \cdot \sigma_{bc}$	8.01	<	11.33	vérifié (0.71)

ANCRAGE

$N_{ty} =$	204.78	[kN]	Effort de traction dû à l'effort axial et au moment M_y	$N_{ty} = F_{ty}/n$
$N_{tz} =$	65.17	[kN]	Effort de traction dû à l'effort axial et au moment M_y	$N_{tz} = F_{tz}/n$
$N_t =$	185.80	[kN]	Force de traction max dans le boulon d'ancrage	$N_t = N_{ty} + N_{tz} - N/N$
Vérification de la semelle tendue du poteau				
$l_1 =$	150	[mm]		$l_1 = 0.5 \cdot b_{fc}$
$l_2 =$	220	[mm]		$l_2 = \pi \cdot a_2$
$l_3 =$	159	[mm]		$l_3 = 0.5 \cdot [(b_{fc} - s) + \pi \cdot a_2]$
$l_4 =$	210	[mm]		$l_4 = 0.5 \cdot (s + \pi \cdot a_2)$
$l_{eff} =$	150	[mm]		$l_{eff} = \min(l_1, l_2, l_3, l_4)$
$N_t \leq l_{eff} \cdot t_{fc} \cdot \sigma_{ec}$	185.76	<	1072.50	vérifié (0.17)

Adhérence

$v =$	210	[mm]	Pince ancrage-bord de la fondation	$v = \min(l_2; 0.5 \cdot (B - \sum e_{vi}); 0.5 \cdot (L - \sum e_{Hi}))$
$N_t \leq \pi \cdot d \cdot \tau_s \cdot l_2 + 3 \cdot \sigma_{bc} \cdot \pi \cdot (r^2 - d^2/4) \cdot (1 - r/v)$	185.76	<	253.32	vérifié (0.73)

Vérification de la résistance de la section filetée d'une tige

$N_t \leq 0.8 \cdot A_s \cdot \sigma_e$	185.76	<	218.16	vérifié (0.85)
---	--------	---	--------	----------------

BECHE

Béton

$ T_z \leq (l - 30) \cdot \sigma_{bc} \cdot B$	182.86	<	326.40	vérifié (0.56)
$ T_y \leq (l - 30) \cdot \sigma_{bc} \cdot H$	7.24	<	312.80	vérifié (0.02)

Ame

$ T_z \leq f \cdot t \cdot h / \sqrt{3}$	182.86	<	245.30	vérifié (0.75)
$ T_y \leq f \cdot t \cdot h / \sqrt{3}$	7.24	<	914.52	vérifié (0.01)

Semelle

$ T_z \leq 3*b*t*f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 182.86 < 2680.06$	vérifié	(0.07)
$ T_y \leq 3*b*t*f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 7.24 < 632.50$	vérifié	(0.01)

Soudure âme

$ T_z \leq 2/k*f*t*h / \sqrt{3}$	$ 182.86 < 1539.15$	vérifié	(0.12)
$ T_y \leq 3*b*t*f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 7.24 < 2806.24$	vérifié	(0.00)

Semelle

$ T_z \leq 2*3*b*t*f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 182.86 < 7431.71$	vérifié	(0.02)
$ T_y \leq (l - 30) * \sigma_{bc} * B$	$ 7.24 < 3474.29$	vérifié	(0.00)

Ame poteau

$ T_z \leq 3*b*t*f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 182.86 < 2590.62$	vérifié	(0.07)
$ T_y \leq 3*b*t*f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 7.24 < 2158.53$	vérifié	(0.00)

PLATINE

Zone de traction

$M_{11'} = 52.02$ [kN*m] Moment fléchissant	$M_{11'} = n_v * N_t * (d_{l2} - h_c / 2)$
$M_{11'} \leq \sigma_e * W$	$52.02 < 799.64$ vérifié (0.07)

Cisaillement

$V_{11'} = 743.18$ [kN] Effort tranchant	$V_{11'} = n_v * N_t$
$V_{11'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} * h_r * t_r * n_r / 1.5$	$743.18 < 2286.31$ vérifié (0.33)
$t_{pmin} = 9$ [mm]	$t_{pmin} = V_{11'} * 1.5 * \sqrt{3} / (\sigma_e * b_{pd})$
$t_{pd} \geq t_{pmin}$	$50 > 9$ vérifié (0.18)

Traction

$a_1 = 49$ [mm] Pince bord de la soudure de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage	$a_1 = a_2 - \sqrt{2}a_p$
$a_2 = 70$ [mm] Pince bord de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage	$a_2 = (\sum e_{Hi} - h_c) / 2$
$a_4 = 317$ [mm] Pince bord du raidisseur-axe du boulon d'ancrage	
$N_t [daN] \leq 375 * t_{pd} [mm] * [(a_2/a_1) * (s/(s+a_2))]$	$18579.57 < 19953.72$ vérifié (0.93)

Zone comprimée

$M_{22'} = 76.14$ [kN*m] Moment fléchissant	$M_{22'} = b_{pd} / 24 * (l_{pd} - h_c)^2 * (p + 2 * p_m)$
$M_{22'} \leq \sigma_e * W$	$76.14 < 799.64$ vérifié (0.10)

Cisaillement

$V_{22'} = 692.31$ [kN] Effort tranchant	$V_{22'} = 0.25 * b_{pd} * (l_{pd} - h_c) * (p + 2 * p_m)$
$V_{22'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} * h_r * t_r * n_r / 1.5$	$740.34 < 2286.31$ vérifié (0.32)
$t_{pmin} = 9$ [mm]	$t_{pmin} = V_{22'} * 1.5 * \sqrt{3} / (\sigma_e * b_{pd})$
$t_{pd} \geq t_{pmin}$	$50 > 9$ vérifié (0.17)

Epaisseur

$d_m = 50$ [mm] Distance du raidisseur du bord de la dalle	$d_m = 0.5 * (b_{pd} - b_{fc} - 2 * w_r)$
$t_{pd} \geq d_m * \sqrt{[3 * p_m / \sigma_e]}$	$50 > 15$ vérifié (0.31)

Section oblique dans la zone de la dalle comprimée

$l_1 = 232$ [mm] Distance horizontale (section 55' ou 66')	
$l_2 = 223$ [mm] Distance verticale (section 55' ou 66')	
$l_3 = 322$ [mm] Longueur de la section 55'	$l_3 = \sqrt{[l_1^2 + l_2^2]}$
$M_{55'} = 11.27$ [kN*m] Moment fléchissant	$M_{55'} = p_m * (l_1 * l_2)^2 / (6 * l_3)$
$M_{55'} \leq \sigma_e * (l_3 * t_{pd}^2) / 6$	$11.27 < 36.87$ vérifié (0.31)

Cisaillement

$V_{55'} = 210.30$ [kN] Effort tranchant	$V_{55'} = p_m * l_3 * t_{pd}$
$V_{55'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} * l_3 * t_{pd} / 1.5$	$210.30 < 1703.16$ vérifié (0.12)

RAIDISSEUR

$V_1 =$	232.19	[kN]	Effort tranchant
$M_1 =$	16.25	[kN*m]	Moment fléchissant
$V_m =$	740.34	[kN]	Effort tranchant du raidisseur
$M_m =$	81.90	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur

$$V_1 = \max(1.25 \cdot N_j, 2 \cdot N_j / [1 + (a_4/a_2)^2])$$

$$M_1 = V_1 \cdot a_2$$

$$V_m = \max(V_1, V_{22})$$

$$M_m = \max(M_1, M_{22})$$

Epaisseur

$t_{r1} =$	17	[mm]	Epaisseur minimale du raidisseur
$t_{r2} =$	18	[mm]	Epaisseur minimale du raidisseur
$t_{r3} =$	18	[mm]	Epaisseur minimale du raidisseur

$$t_{r1} = 2.6 \cdot V_m / (\sigma_e \cdot h_r)$$

$$t_{r2} = \sqrt{[h_r^2 \cdot V_m^2 + 6.75 \cdot M_m^2] / (\sigma_e \cdot h_r \cdot l_r)}$$

$$t_{r3} = 0.04 \cdot \sqrt{[l_r^2 + h_r^2]}$$

$$t_r \geq \max(t_{r1}, t_{r2}, t_{r3}) \quad 27 > 18 \quad \text{vérifié} \quad (0.68)$$

Soudures

$a'_r = 8$ [mm] Epaisseur min de la soudure du raidisseur avec la plaque principale

$$a'_r = k \cdot \sqrt{[(0.7 \cdot V_m)^2 + (1.3 \cdot M_m / h_r)^2]} / (l_r \cdot \sigma_e)$$

$a''_r = 6$ [mm] Epaisseur min de la soudure du raidisseur avec le poteau

$$a''_r = k \cdot \max(1.3 \cdot V_m, 2.1 \cdot M_m / h_r) / (h_r \cdot \sigma_e)$$

$$a_r \geq \max(a'_r, a''_r) \quad 14 > 8 \quad \text{vérifié} \quad (0.59)$$

POTEAU

Ame

$$t_w \geq 3 \cdot M_m / (\sigma_{ec} \cdot h_r^2) \quad 14 > 6 \quad \text{vérifié} \quad (0.41)$$

REMARQUES

Epaisseur de la plaque d'ancrage trop faible 10 [mm] < 15 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.93

VI.3.5 Vérification de l'assemblage de contreventement :

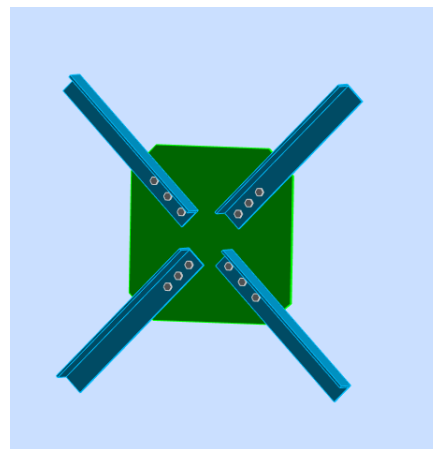
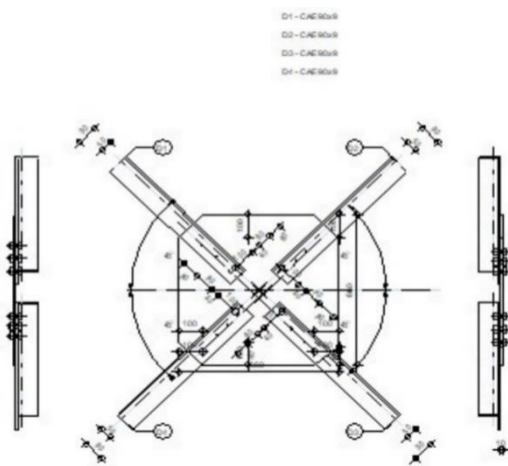


Robot Structural Analysis Professional 2023

Calcul de l'assemblage au gousset



Ratio
0.61



GENERAL

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage: Gousset - contreventement

GEOMETRIE

BARRES

	Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4	
Profilé:	CAE 90x9	CAE 90x9	CAE 90x9	CAE 90x9	
h	90	90	90	90	mm
b _f	90	90	90	90	mm
t _w	9	9	9	9	mm
t _f	9	9	9	9	mm
r	11	11	11	11	mm
A	15.52	15.52	15.52	15.52	cm ²
Matériau:	S 275	S 275	S 275	S 275	
σ _e	275.00	275.00	275.00	275.00	MPa
f _u	430.00	430.00	430.00	430.00	MPa
Angle	α	45.0	45.0	45.0	Deg

BOULONS

Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 5.8 Classe du boulon
 d = 16 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 1.57 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 2.01 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 400.00 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 500.00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 3 Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 80;80 [mm]
 e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 e₂ = 50 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 e_c = 100 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 5.8 Classe du boulon
 d = 16 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 1.57 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 2.01 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 400.00 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 500.00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 3 Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60;60 [mm]
 e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 e₂ = 50 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 e_c = 100 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	5.8		Classe du boulon
d =	16	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1.57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	2.01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	400.00	[MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	500.00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3		Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 80;80 [mm]

e ₁ =	40	[mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	50	[mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	100	[mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	5.8		Classe du boulon
d =	16	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1.57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	2.01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	400.00	[MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	500.00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3		Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60 [mm]

e ₁ =	40	[mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	50	[mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	100	[mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

l _p =	660	[mm]	Longueur de la platine
h _p =	660	[mm]	Hauteur de la platine
t _p =	10	[mm]	Epaisseur de la platine

Paramètres

h ₁ =	100	[mm]	Grugeage
v ₁ =	100	[mm]	Grugeage
h ₂ =	100	[mm]	Grugeage
v ₂ =	100	[mm]	Grugeage
h ₃ =	100	[mm]	Grugeage
v ₃ =	80	[mm]	Grugeage
h ₄ =	100	[mm]	Grugeage
v ₄ =	100	[mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (1;-1)

e _v =	330	[mm]	Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
e _H =	330	[mm]	Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: s 275

σ =	275.00	[MPa]	Résistance
-----	--------	-------	------------

EFFORTS

Cas:	Calculs manuels		
N ₁ =	96.04	[kN]	Effort axial
N ₂ =	96.04	[kN]	Effort axial
N ₃ =	96.04	[kN]	Effort axial
N ₄ =	96.04	[kN]	Effort axial

RESULTATS**PLATINE**

Section gousset

$$N_1 < N_{res} \quad |96.04| < 1270.53 \quad \text{vérifié} \quad (0.08)$$

Attache gousset

$$N_2 < N_{res} \quad |96.04| < 1270.53 \quad \text{vérifié} \quad (0.08)$$

BARREST₁ = 156.67 [kN] Résistance des boulons au cisaillementM₁ = 218.42 [kN] Résistance de la barre

$$|N_1| < \min(T_1; M_1) \quad |96.04| < 156.67 \quad \text{vérifié} \quad (0.61)$$

T₂ = 156.67 [kN] Résistance des boulons au cisaillementM₂ = 218.42 [kN] Résistance de la barre

$$|N_2| < \min(T_2; M_2) \quad |96.04| < 156.67 \quad \text{vérifié} \quad (0.61)$$

T₃ = 156.67 [kN] Résistance des boulons au cisaillementM₃ = 218.42 [kN] Résistance de la barre

$$|N_3| < \min(T_3; M_3) \quad |96.04| < 156.67 \quad \text{vérifié} \quad (0.61)$$

T₄ = 156.67 [kN] Résistance des boulons au cisaillementM₄ = 218.42 [kN] Résistance de la barre

$$|N_4| < \min(T_4; M_4) \quad |96.04| < 156.67 \quad \text{vérifié} \quad (0.61)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.61

Les autres assemblages seront calculés par les logiciels Autodesk ROBOT (Annexe)

Chapitre VII

Base des poteaux

VII.1 Introduction :

Les bases de poteaux constituent la jonction entre l'ossature métallique et les fondations (l'infrastructure) en béton armé. Ils sont admis soit articulés, soit encastrés. Ces hypothèses sont rarement satisfaites de façon absolue. En effet, l'articulation n'est jamais parfaite à cause de la rigidité de la plaque de base et l'encastrement.

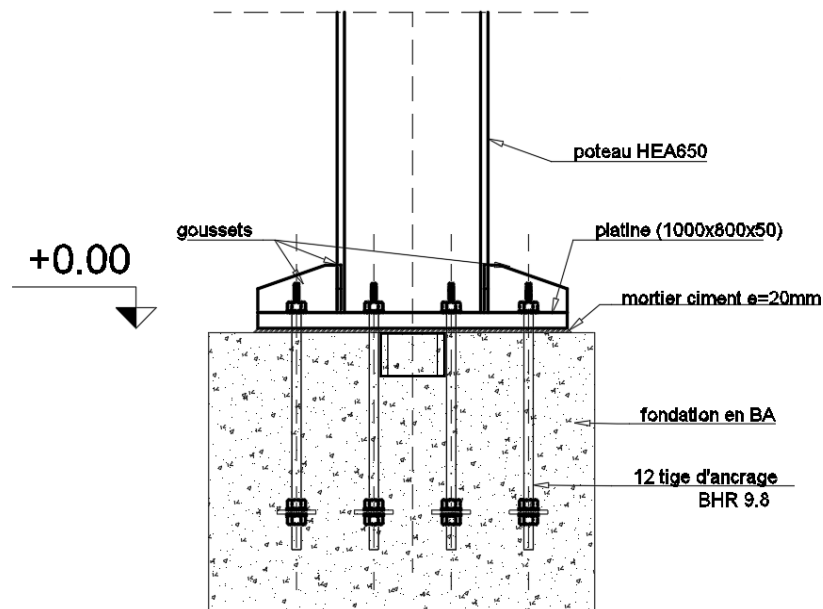


Figure VII.1 : Figure montrant base de poteau.

VII.2 Base de poteau encastré :

Les bases de poteaux assurent la transmission des efforts de compression de toute la superstructure aux fondations grâce à :

- **La plaque d'assise :**

Une plaque représente une platine soudée en bout du poteau dont le rôle est de répartir la compression amenée par le poteau sur le béton.

- **Des tiges d'ancrage :**

Ces tiges reprennent les efforts de soulèvement amenés par le poteau.

VII.2.1 Effort résistance : [8]**Poteau : HEA650 acier Fe400**

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{6136 \times 2750}{1.1} \times 10^{-4} = 1534 \text{KN.m}$$

$$A_v = 103.2 \text{cm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{10320 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 1638.52 \text{KN}$$

$$N_{brd} = A \times \chi \times \beta_A \times \frac{f_y}{\gamma_1} (\text{poteau}) = 2718 \text{KN}$$

VII.2.2 Calcul de la résistance à la traction : [8]**Platine : 1000×800×50, Fe400****Tige : d= 22 mm, d₀=24mm, d_m=34.5mm classe 10.9 H=800 mm**

$$A_s = 0.75 \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 285.09 \text{mm}^2$$

$$B_{trd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \times 1000 \times 285.09}{1.5} \times 10^{-3} = 171.054 \text{KN} \\ 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}} = 0.6 \times \pi \times 34.5 \times 50 \times \frac{400}{1.25} = 1040.49 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$B_{trd} = 171.054 \text{KN}$$

$$F_{trd} = \sum B_{trd} = 4 \times 171.054 = 684.216 \text{KN}$$

VII.2.3 Adhérence entre les tiges et le béton de fondation : [8]

Tige d'ancrage avec plaque noyée :

$$F_{srd} = 2.55 \times \pi \times \left(r_{pl}^2 - \frac{d^2}{4} \right) \times \left(1 - \frac{r_{pl}}{v} \right) \times f_{cd}$$

Avec :

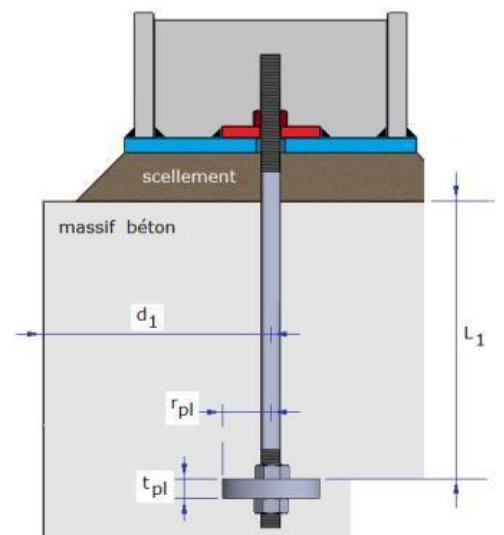
- r_{pl} : rayon de la plaque .
- v : distance prise égale a min (L₁,d₁,p).
- f_{cd} : résistance de calcul du béton de la fondation.

$$d=22\text{mm.}$$

$$r_{pl}=50\text{mm.}$$

$$v=\min(800,220,260)=220\text{mm.}$$

$$f_{cd}=2.1\text{MPa.}$$

**Figure VII.2:** schéma tige d'ancrage.

$$F_{srd} = 2.55 \times \pi \times \left(50^2 - \frac{22^2}{4}\right) \times \left(1 - \frac{50}{220}\right) \times 2.1 = 30.92 \text{KN}$$

- **Resistance de la zone tondue :**

$$F_{trd} = \min \begin{cases} 12F_{srd} = 371.04 \text{KN} \\ 4F_{trd} = 2736.864 \text{KN} \end{cases} \rightarrow F_{trd} = 371.04 \text{mm}$$

VII.3 Calcul du moment résistant : [8]

$$f_{cd} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 16.67 \text{N/mm}^2$$

$$\alpha = \min(1.95; 1.2; 1.375) = 1.2$$

$$\text{Donc } f_{jd} = 1.2 \times \frac{2}{3} \times 16.67 = 13.33 \text{N/mm}^2$$

A_{ceff} : La surface portante avec une largeur supplémentaire d'appui « c » ne dépasse pas

$$c = t_p \times \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_j \cdot \gamma_{m0}}} \quad c = 50 \times \sqrt{\frac{275}{3 \times 13.33 \times 1.1}} = 125 \text{mm}$$

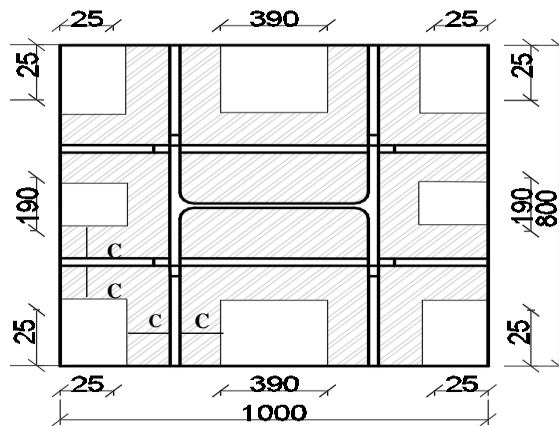


Figure VII.3: Schéma de la distance portante du pied de poteau encastré.

Calcul la longueur de la zone comprimée :

$$b_c = 300 + 2 \times 125 = 350 \text{mm}$$

h_c : hauteur de la zone comprimée .

$$F_{trd} = b_c \times h_c \times f_j \quad \text{si } h_c < 2c + t_f$$

$$h_c < 2 \times 125 + 26 = 276 \text{mm}$$

$$h_c = \frac{F_{trd}}{b_c \times f_j} = \frac{371.04}{350 \times 13.33} \times 10^3 = 79.52 \text{mm} < 276 \text{mm}$$

$$Z_g = \frac{79.52 \times 350 \times 36.26 + (2 \times 280 \times 25 \times 12.5)}{79.52 \times 350 + 2 \times 280 \times 25} = 24.54 \text{ mm}$$

$$M_{rd} = 371.04 \times (1000 - 24.54) = 361.93 \text{ KN.m} > M_{plrd} = 86.154 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée.

VII.4 Vérification de la platine dans la zone comprimée : [8]

- Vérification à l'effort tranchante :

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$A_v = t_p \times 1 \text{ ml/ml}$ Par unité de largeur. Donc : $A_v = 50 \text{ mm}$

$$V_{plrd} = \frac{50 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} = 7216.87 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = f_j \times c = 13.33 \times 125 = 1666.25 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } V_{sd} = 1666.25 \text{ KN} < V_{plrd} = 7216.87 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 102.5 \text{ KN} < 0.5V_{plrd} = 3608 \text{ KN}$$

- Vérification à l'effort tranchante :

Afin de vérifier le moment fléchissant affectant le pied de poteau nous procéderons comme suit :

$$M_{sd} = \frac{f_j \times c^2}{2} = \frac{13.33 \times 125^2}{2} = 104140.625 \text{ N.mm}$$

La résistance au moment fléchissant se calcule comme suit :

$$M_{rd} = \frac{f_y \times t_p^2}{6 \times 1.1} = \frac{275 \times 50^2}{6 \times 1.1} = 104166.6 \text{ N.mm}$$

$$M_{sd} = 14140.25 \text{ KN} < M_{rd} = 104166.6 \text{ KN}$$

Le moment fléchissant est donc vérifié.

VII.5 Vérification du pied de poteau vis-à-vis des efforts axiaux au poteau : [8]

- Compression :

On vérifie que :

$$\sigma = \frac{N_{brd}}{A_{ceff}} \leq f_j$$

$$A_{\text{ceff}} = 1000 \times 8000 - (4 \times 25^2) - 2(390 \times 25) - 2(190 \times 25)$$

$$A_{\text{ceff}} = 768500 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{2718 \times 10^3}{768500} = 3.53 \text{ N/mm}^2 \leq f_j = 13.33 \text{ N/mm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Traction :**

On vérifie que :

$$\frac{N_{\text{brd}}}{n} \leq f_{\text{trd min}}$$

Avec $n = 12$ tiges

$$\frac{2718}{12} = 226.5 \text{ KN} \leq f_{\text{trd}} = 371.04 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée.}$$

Chapitre VIII

Etude des fondations

VIII.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.

VIII.2 Type de fondation :

- **Fondation superficielle**

1. Semelle isolée sous poteaux.
2. Semelle filante continue sous mur.
3. Semelle filante sous plusieurs poteaux.
4. Raders généraux ou nervurés.
5. Fondation profonde (semelle sous pieux)

VIII.3 Choix de type de fondation :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants : La capacité portante du sol d'assise, la portance de l'ouvrage, la distance entre axes des poteaux, et la profondeur de bon sol.

Selon **un rapport du sol**, le type de fondations suggéré est superficiel, à partir de 1m du niveau de base, et la contrainte admissible est de 1.7 bars.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont estimées à :

Contrainte admissible (bars)	Poids spécifique des terres (KN/m ³)	Cohésion (KPq)	Angle de frottement
$\bar{\sigma}_{sol} = 1.7$	$\gamma = 19$	$C = 25$	$\varphi = 38^\circ$

Tableau VIII.1 : Les caractéristiques mécaniques du sol.

VIII.4 Voile périphérique :

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir la rigidité. Il ne fait pas partie du système de contreventement.

Selon le **RPA99 /2003**, Les ossatures au-dessus de niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur adossé continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% de la section du béton dans les deux sens (horizontal et Vertical).
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VIII.4.1 Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine, qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le panneau le plus défavorable.

$L_x = 1.5 \text{ m}$; $L_y = 4.7 \text{ m}$ $e = 15 \text{ cm}$.

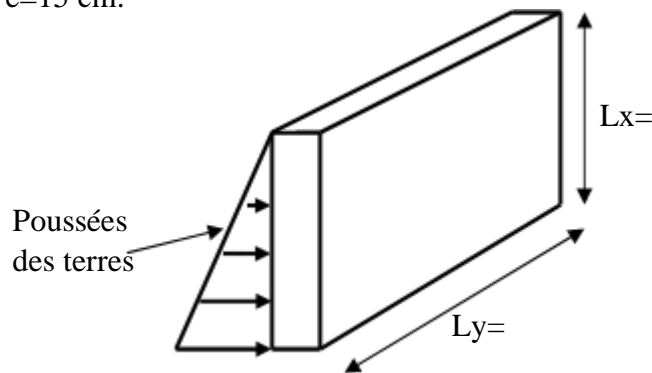


Figure VIII.1: Le voile périphérique.

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 38^\circ \rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.238$$

$$Q = A \times \gamma \times h = 6.783 \text{KN.ml} = 1.35 \times 6.783 = 9.157 \text{KN.ml}$$

VIII.4.2 Effort dans la dalle :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{4.7} = 0.3 < 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

- Moment en travée : $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appuis : $M_a=0,5M_0$

Avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = 2.575 \text{ KN.m}$

• **Moments en travées :**

$$M_t=0,85M_0= 2.86 \text{ kNm.}$$

• **Moments sur appuis :**

$$M_a=0,5M_0=1.287 \text{ kNm}$$

VIII.4.3 Ferrailage de dalle :

$B=100\text{cm}$; $h=15 \text{ cm}$; $d=0,9h=13,5 \text{ cm}$; $f_e=400 \text{ MPa}$; $f_{c28}=25 \text{ MPa}$; $f_{t28}=2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_s=348 \text{ MPa}$
 Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	M_u	A_s^{cal}	Choix	A_s^{adp}
	(kNm)	(cm ²)		(cm ²)
Travée	2.86	6.11	6T12	6.79
Appuis	1.287	2.74	6T10	3.02

Tableau VIII.2 : Ferrailage de dalle.

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A > 0,1 \times 15 \times 100 = 1,5 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A > 0,1 \times 15 \times 100 = 1,5 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchante :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_x}{bd} < \bar{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 1.25MPa.$$

$$T_x = \frac{ql}{2} = 6.88KN$$

$$\tau_u = \frac{6.88 \times 10^3}{100 \times 135} = 0.5 < 1.25 \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Vérification a L'ELS :**

$$Q_s = 6.783kn.m$$

$$M_{0s} = \frac{q \times l^2}{8} = 1.91$$

- **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	1.91	4.09	0.75	15	32	170	OK
Appuis	0.955	2.04	0.85	15	37	170	OK

Tableau VIII.3 : Vérification des contraintes.

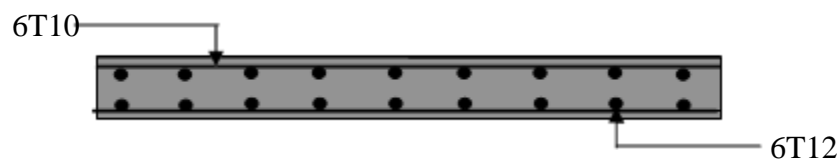


Figure VIII.2 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VIII.5 Etude de fondation :

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

S : Surface de la fondation.

N_{ser}: Effort normal appliqué sur la fondation.

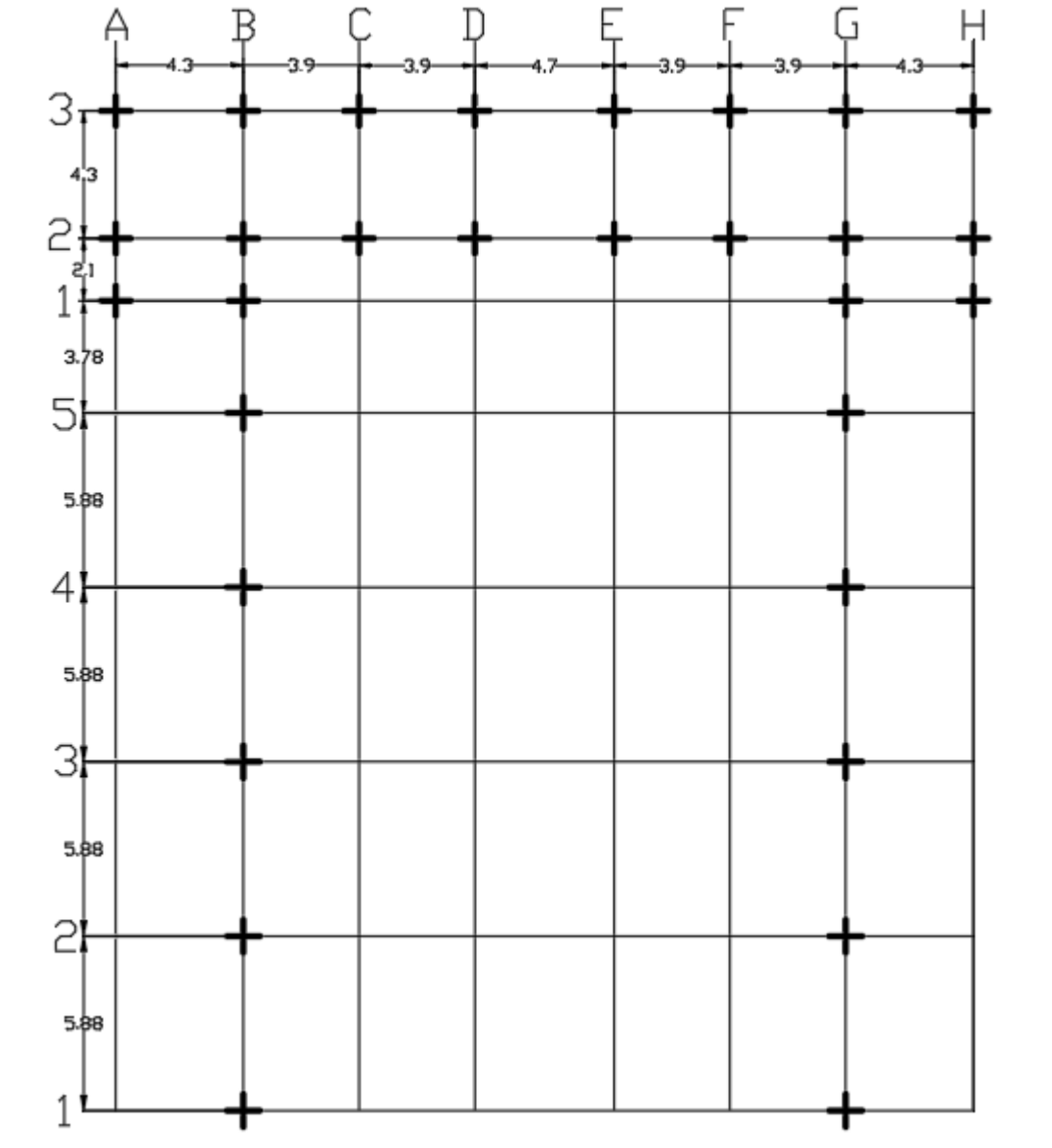


Figure VIII.3 : La disposition des poteaux.

VIII.5.1 Fondation de la partie B :

VIII.5.1.1 Vérification de la semelle isolée :

Le poteau le plus sollicité est : G-4

$$N_{ser} = 350.39 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.7 \text{ bars}$$

$$S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = S \geq \frac{350.39}{170} = 2.06 \text{ m}^2$$

→ Les dimensions de la semelle doivent être $2 \times 2 \text{ m}$

- **Vérification de l'interférence entre deux semelles :**

Il faut vérifier que $L_{min} \geq 1.5 \times B$

Tel que : L_{min} l'entre axe minimum entre deux poteaux.

B : Largeur maximale de la semelle (B=2 m).

$$\text{Avec : } L_{min} = 5.88 \text{ m}$$

$1.5 \times 2 = 3 \text{ m} < L_{min} = 5.88 \text{ m}$ la condition est vérifiée.

Donc on opte pour une semelle isolée.

- **Dimensionnement de la semelle :**

$$A = \sqrt{\frac{a}{b}} s = \sqrt{2 \times \frac{1.1}{1.1}} = 1.41 \approx 2 \text{ m}$$

$$A=B= 2 \text{ m.}$$

$$d = \left[\frac{A - a}{4}, \frac{B - b}{4} \right] = \left[\frac{2 - 1.1}{4}, \frac{2 - 1.1}{4} \right] = 0.225 \approx 0.25 \text{ m}$$

$$h = d + 0.05 = 0.30 \text{ m}$$

- **Vérification de la contrainte :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$:

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser} + p.p.semelle}{A \times B} < \bar{\sigma}_{sol}$$

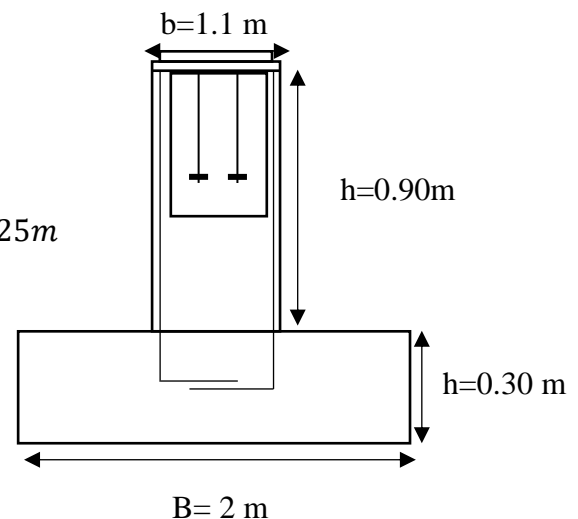


Figure VIII.4 : Dimensionnement de semelle.

$$p.p.semelle = 2 \times 2 \times 0.3 \times 25 = 30kn$$

$$\frac{350.39+30}{2 \times 2} = 95.097 < 170Mpa \quad \text{Condition est vérifiée.}$$

VIII.5.1.2 Vérification du NON-poinçonnement :

$$N'_u = N_u \left[1 - \frac{(a + 2 \times h)(b + 2 \times h)}{A \times B} \right] \leq 0.045 \times u_c \times h' \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$N'_u = 511.83 \left[1 - \frac{(1.1 + 2 \times 0.30)(1.1 + 2 \times 0.30)}{2 \times 2} \right] = 76.775kn$$

$$u_c = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2(1.1 + 1.1 + 2 \times 0.3) = 5.6$$

$$N'_u = 76.775 < 0.045 \times 560 \times 30 \times \frac{2.5}{1.5} = 1260kn \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

VIII.5.1.3 Ferrailage de la semelle :

ELU :

Section d'acier parallèle à A et B :

$$A_{s/A} = A_{s/B} = \frac{N_u \times (A - a)}{8 \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{511.83(2 - 1.1)}{8 \times 0.25 \times \frac{4000}{1.15}} = 6.62cm^2$$

Choix des armatures **6T12** avec : A = 6.76 cm²

ELS :

Section d'acier parallèle à A et B :

$$\begin{aligned} \sigma_{st} &= \inf \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ctj}} \right\} \\ &= \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \\ &= \inf \{ 266.66; 201.63 \} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s/A} = A_{s/B} &= \frac{N_{ser} \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \\ &= \frac{350.39(2 - 1.1)}{8 \times 0.25 \times 2016.3} = 7.82cm^2 \end{aligned}$$

Choix des armatures **6T14** avec : A = 9.24 cm²

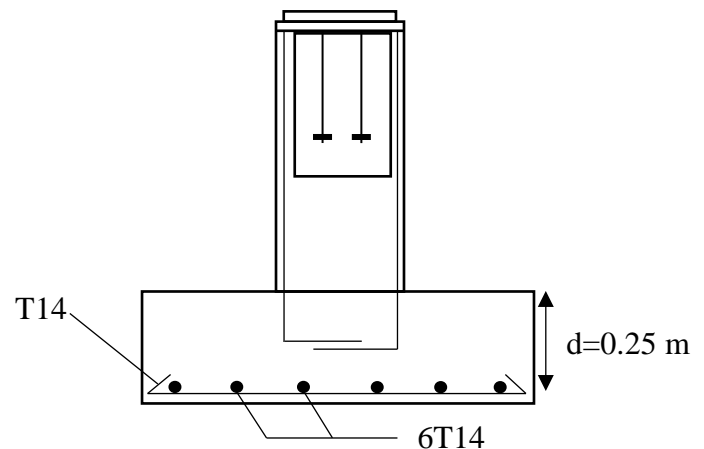


Figure VIII.5 : Ferrailage de semelle.

VIII.5.2 Fondation de la partie A :

VIII.5.2.1 Vérification de la Semelle isolée :

Le poteau le plus sollicité est : B-7

$$N_{ser} = 457.12 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$$

$$S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = S \geq \frac{457.12}{200} = 2.29 \text{ m}^2 = 4 \text{ m}^2$$

→ Les dimensions de la semelle doivent être $2 \times 2 \text{ m}$

- **Vérification de l'interférence entre deux semelles :**

Il faut vérifier que $L_{min} \geq 1.5 \times B$

Tel que : L_{min} l'entre axe minimum entre deux poteaux.

B : Largeur maximale de la semelle ($B=2 \text{ m}$).

Avec : $L_{min} = 2.1 \text{ m}$

$1.5 \times 2 = 3 \text{ m} > L_{min} = 2.1 \text{ m}$ la condition non vérifiée.

Les semelles isolées ne peuvent pas être adoptées car l'entre axe des poteaux est de $L = 2.1 \text{ m}$.

Il aura un chevauchement entre les semelles on passe donc à la vérification de la semelle filante.

VIII.5.2.2 Vérification de la Semelle filante croisées :

Pour déterminer la surface nécessaire de la semelle filante il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

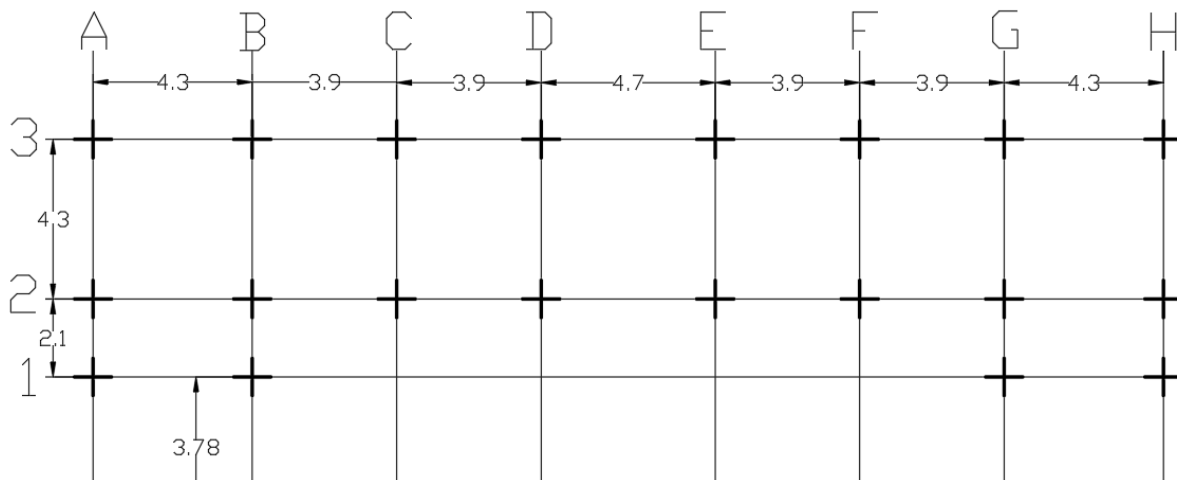


Figure VIII.6 : les poteaux de la partie B.

Le poteau le plus sollicité 2-G $N=457.11$ KN.

$L_x=4.1$ m, $L_y=3.2$ m.

$$N_{(2-G)x} = \frac{L_x}{L_x + L_y} \times N = \frac{4.1}{4.1 + 3.2} \times 457.11 = 0.562 \times 457.11 = 256.733 \text{KN.}$$

$$N_{(2-G)y} = \frac{3.2}{3.2 + 4.1} \times 457.11 = 0.438 \times 457.11 = 200.377 \text{KN.}$$

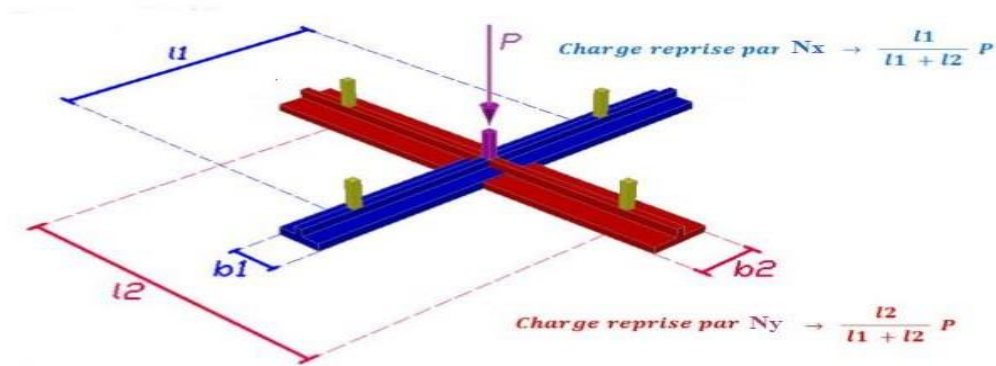


Figure VIII.7: Répartition des charges pour les poteaux centraux.

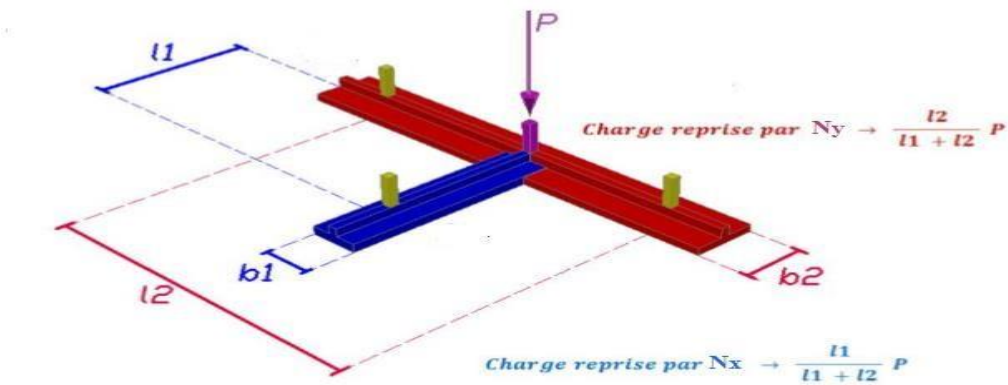


Figure VIII.8: Répartition des charges pour les poteaux de rives.

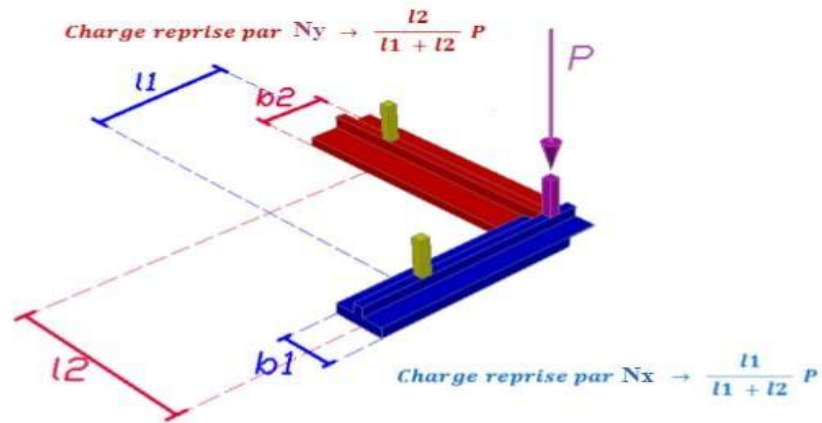


Figure VIII.9 : Répartition des charges pour les poteaux d'angles.

Les poteaux centraux				
	Sens x-x	Sens y-y	N_x	N_y
N_{2-B}	0.562	0.438	256.09	199.87
N_{2-C}	0.549	0.450	70.22	57.56
N_{2-D}	0.573	0.426	100.97	75.14
N_{2-E}	0.573	0.426	100.92	75.12
N_{2-F}	0.549	0.450	70.33	57.65
N_{2-G}	0.562	0.438	256.73	200.38
Les poteaux de rive				
N_{2-A}	0.402	0.598	63.52	94.54
N_{3-B}	0.656	0.344	120.59	63.28
N_{3-C}	0.645	0.356	125.70	69.30
N_{3-D}	0.667	0.333	152.73	76.36
N_{3-E}	0.667	0.333	152.73	76.36
N_{3-F}	0.645	0.356	125.70	69.30
N_{3-G}	0.656	0.344	120.59	63.28
N_{2-H}	0.402	0.598	63.48	94.47

Les poteaux d'angle				
	Sens x-x	Sens y-y	Nx	Ny
N _{1-A}	0.672	0.328	28.78	14.06
N _{3-A}	0.500	0.500	49.675	49.675
N _{1-B}	0.532	0.468	36.67	32.23
N _{1-G}	0.532	0.468	63.51	32.09
N _{1-H}	0.672	0.328	28.78	14.06
N _{3-H}	0.500	0.500	49.675	49.675

Tableau VIII.4 : Répartition des poteaux.

- **Les sections des semelles filantes :**

Sens x :

File	N (kn)	L(m)	B (m)	B(m) choisi	S(m ²)
1	157.74	8.6	0.11	0.65	5.59
2	982.24	28.9	0.20	0.65	18.785
3	897.39	28.9	0.18	0.65	18.785

Tableau VIII.5 : Section de semelle sens x.

Sens y :

File	N (kn)	L(m)	B (m)	B(m) choisi	S(m ²)
A	158.215	6.4	0.14	0.65	4.16
B	295.38	6.4	0.27	0.65	4.16
C	126.86	4.3	0.19	0.65	2.795
D	151.5	4.3	0.21	0.65	2.795
E	151.48	4.3	0.21	0.65	2.795
F	126.95	4.3	0.19	0.65	2.795
G	295.75	6.4	0.27	0.65	4.16
H	158.21	6.4	0.14	0.65	4.16

Tableau VIII.6 : Répartition des poteaux.

$$\frac{S_{semelle}}{S_t} = \frac{70.55}{142.33} = 0.49 = 49\% < 50\% \quad \text{Donc on opte pour une semelle filante.}$$

• **Dimensionnement de la semelle :**

d : l'enrobage $d=5\text{cm}$

b : largeur de pied de poteau $b = 0.5 \text{ m}$

B : largeur de semelle $B= 0.65 \text{ m}$

$$h \geq \frac{B - b}{4} + d$$

$$h \geq \frac{650 - 500}{4} + 5$$

$h \geq 42.5\text{m}$ On prend $h= 0.45\text{m}$

• **Dimensionnement de nervure :**

- **Calcul la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

: Module de Young

K: Coefficient de raideur du sol (selon le rapport du sol), on pourra adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=5\text{MPa/m} \rightarrow$ pour un très mauvais sol.
- $K=40\text{MPa/m} \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne (la valeur prise dans notre cas).
- $K=120\text{MPa/m} \rightarrow$ pour un très bon sol.

I: Inertie de la section transversale du semelle filante.

b : largeur de la nervure

E : module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=21000\text{MPa}$).

La longueur entre axe de deux poteaux est de **4.3m** d'où :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 21000 \times 0.113}{40 \times 0.65}} = 4.29\text{m}$$

$L_e \times \frac{\pi}{2} = 6.74\text{m} \geq l_{max} = 4.3\text{m} \rightarrow$ Poutre rigide.

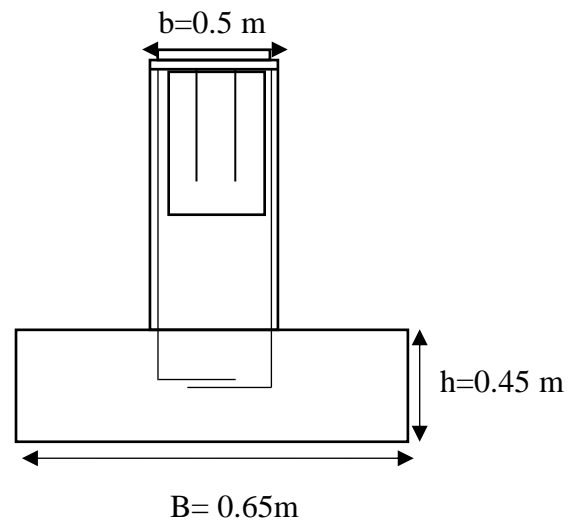


Figure VIII.10 : Dimensionnement de semelle.

- **Calcul hauteur de nervure h_N :**

$$h_N \geq \left(\frac{48 \times k \times l^4}{E \times b \times \pi^4} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Avec : $l = 4.3m$, $b = 0.5m$:

$$h_N \geq \left(\frac{48 \times 40 \times (4.3)^4}{21000 \times 0.5 \times \pi^4} \right)^{\frac{1}{3}} \rightarrow h_N \geq 0.86m$$

Donc $h_N = 1m$

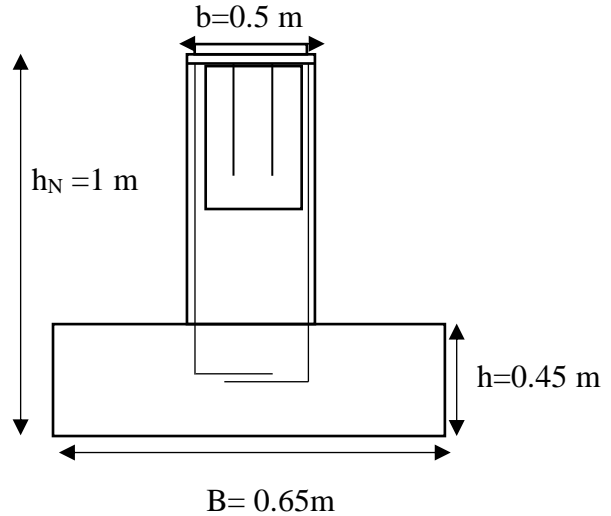


Figure VIII.11 : Dimensionnement de nervure.

VIII.5.2.3 Vérification des contraintes :

$$\sigma_s = \frac{\sum N_{ser}}{l \times B} \leq \sigma_{sol} \text{ Avec } \sigma_{sol} = 170MPa$$

Sens x-x					
File	Ns (kN)	S (m²)	σ_s	σ_{sol}	Observation
1	157.74	5.59	28.22	170	OUI
2	982.24	18.785	52.3	170	OUI
3	897.39	18.785	47.77	170	OUI
Sens y-y					
A	158.22	4.16	38.03	170	OUI
B	295.38	4.16	71	170	OUI
C	126.86	2.795	45.39	170	OUI
D	151.5	2.795	54.2	170	OUI
E	151.48	2.795	54.2	170	OUI
F	126.95	2.795	45.42	170	OUI
G	295.75	4.16	71.1	170	OUI
H	158.21	4.16	38.03	170	OUI

Tableau VIII.7. : Les contraintes dans la semelle.

VIII.5.2.4 Calcul de la poutre rigide :

Files	N _{ELU} (kN)
1	1414.685
2	2312.892
3	223.253

Tableau VIII.8: L'effort normal dans les files.

On prend la file la plus sollicitée (file 2) :

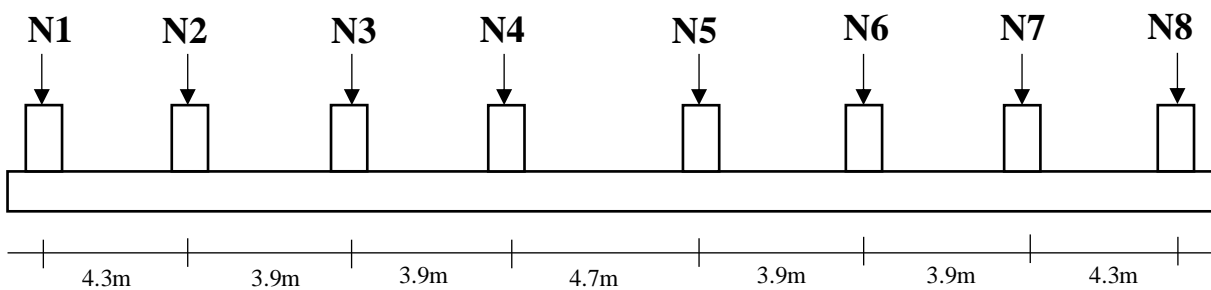


Figure VIII.12 : La file la plus sollicitée.

$$q = \frac{\sum N_{ELU}}{L} = \frac{2312.892}{28.9} = 80.03 \text{ KN.m}$$

Les résultats obtenus sont représentés sous forme de diagramme :

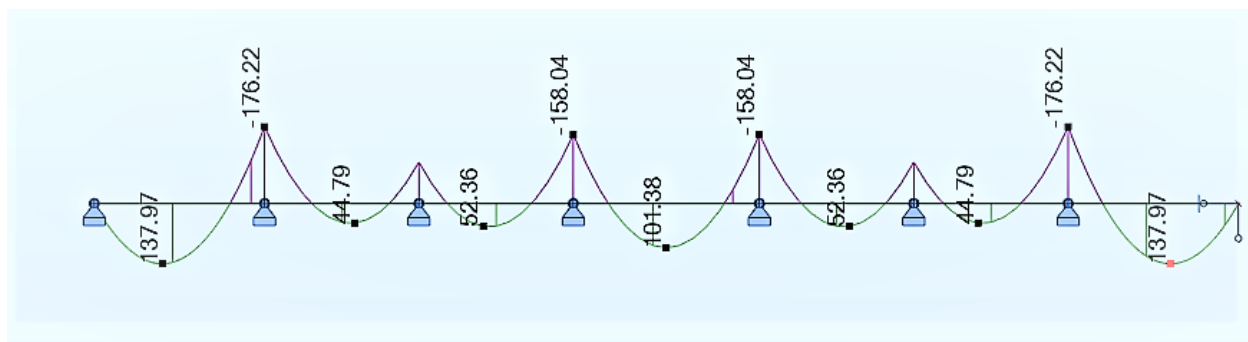


Figure VIII.13 : Diagramme des moments.

- Moment en appui : Ma=137.97 KN.m
- Moment en travée : Mt= 176.22 KN.m

VIII.5.3 Calcul de ferrailage :**VIII.5.3.1 Ferrailage de la semelle :**

On applique la méthode des bielles :

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{ MPa}$; $f_e=400\text{ MPa}$; $\sigma_s=348\text{ MPa}$; $B=65\text{ cm}$; $h=45\text{ cm}$,
 $d=0,9h = 40,5\text{ cm}$

À l'état limite ultime :

$$p_u = \frac{\sum N_{ELU}}{L} = \frac{2312,892}{28,9} = 80,03\text{KN.ml}$$

$$A_s = \frac{p_u(B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{80,03 \times 10^3 (650 - 500)}{8 \times 405 \times 348} = 10,65\text{cm}^2 \rightarrow \text{choix } \mathbf{6T16} = 12,06\text{cm}^2$$

▪ **Armatures de repartition:**

$$A_r > \frac{A_s \times B}{4} = \frac{12,06 \times 0,65}{4} = 1,95\text{cm}^2 \rightarrow \text{choix } \mathbf{6T8} = 3,02\text{cm}^2$$

VIII.5.3.2 Ferrailage de la nervure :

Ferrailage longitudinal :

On a choisi la file la plus sollicitée pour calcul le ferrailage :

- Moment en appui : $M_a=137,97\text{ KN.m}$
- Moment en travée : $M_t=176,22\text{ KN.m}$

Travée :

$M_t=176,22\text{ KN.m}$, $b=50\text{ cm}$, $d=90\text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{176,22 \times 10^6}{500 \times 900^2 \times 14,17} = 0,03 < \mu_R = 0,391$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 0,4\mu}) = 0,038$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 88,632$$

$$A_s = \frac{M_T}{z \times \sigma_s} = \frac{176,55 \times 10^6}{886,32 \times 348} = 5,71\text{ m}^2$$

Choix des armatures **8T12** = 9,05 cm²

Appui :

$M_a = 137.97 \text{KN.m}$, $b=50\text{cm}$, $d=90\text{cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{137.97 \times 10^6}{500 \times 900^2 \times 14.17} = 0.024 < \mu_R = 0.391$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.4\mu}) = 0.03$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 88.92$$

$$A_s = \frac{M_a}{z \times \sigma_s} = \frac{137.97 \times 10^6}{889.2 \times 348} = 4.46 \text{m}^2$$

Choix des armatures **6T12** = 6.79 cm^2

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.43 < 6.79 \text{cm}^2$$

	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travee	5.71	8T12	9.05
Appui	4.46	6T12	6.79

Tableau VIII.9 : Choix des armatures.

- **Vérification de la contrainte :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_x}{bd} < \bar{\tau}_u = 1f_{c28} = 2.1 \text{MPa.}$$

$$T_x = \frac{ql}{2} = 172.06 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{172.06 \times 10^3}{500 \times 900} = 0.38 < 2.1 \text{ Condition vérifiée.}$$

Ferrailage transversale :

$$\frac{A_s}{S_t} \geq \frac{T_{elu}}{0.9 \times d \times \sigma_s} \text{ Avec } T = 172.06 \text{kn}$$

$S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_s \geq \frac{172.06 \times 10^3}{0.9 \times 900 \times \frac{400}{1.15}} \times 150 = 0.92 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures **4T6** = 1.13 cm^2

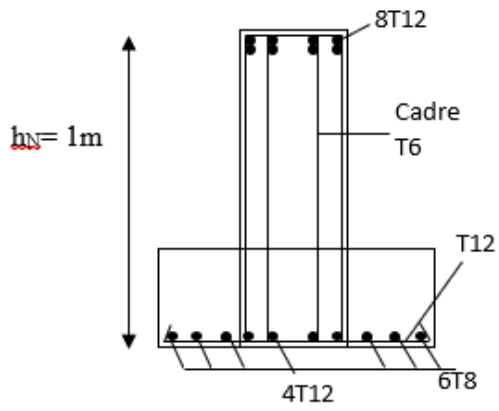


Figure VIII.14 : ferraillage en travée.

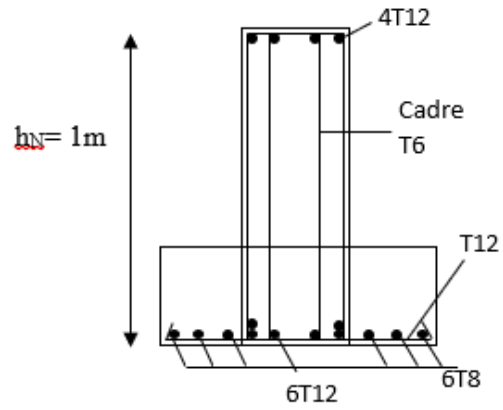


Figure VIII.15 : ferraillage en appui.

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans ce mémoire, nous avons étudié une salle de sport en charpente métallique. La réalisation de cette étude, nous a mené à :

- Donner un pré-dimensionnement des éléments structuraux selon les règlements de calcul **DTR2.2** et **BAEL91**.
- Faire une étude climatique : la neige et le vent conformément aux règlement Neige et Vent **RNVA2013**.
- Définir un modèle en utilisant le logiciel **ETABS**, afin de calculer les forces sismiques tout en respectant les règlements parasismiques algériennes **RPA99/version2003**.
- Vérifier les éléments de la structure.
- Calculer les assemblages des éléments de la structure par le logiciel Autodesk **ROBOT structural analysis**.
- Etudier les bases des poteaux et choisir les semelles suivant le type de fondation.

Ce modeste travail nous a permis d'exploiter nos connaissances acquises au cours de notre cursus universitaire.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

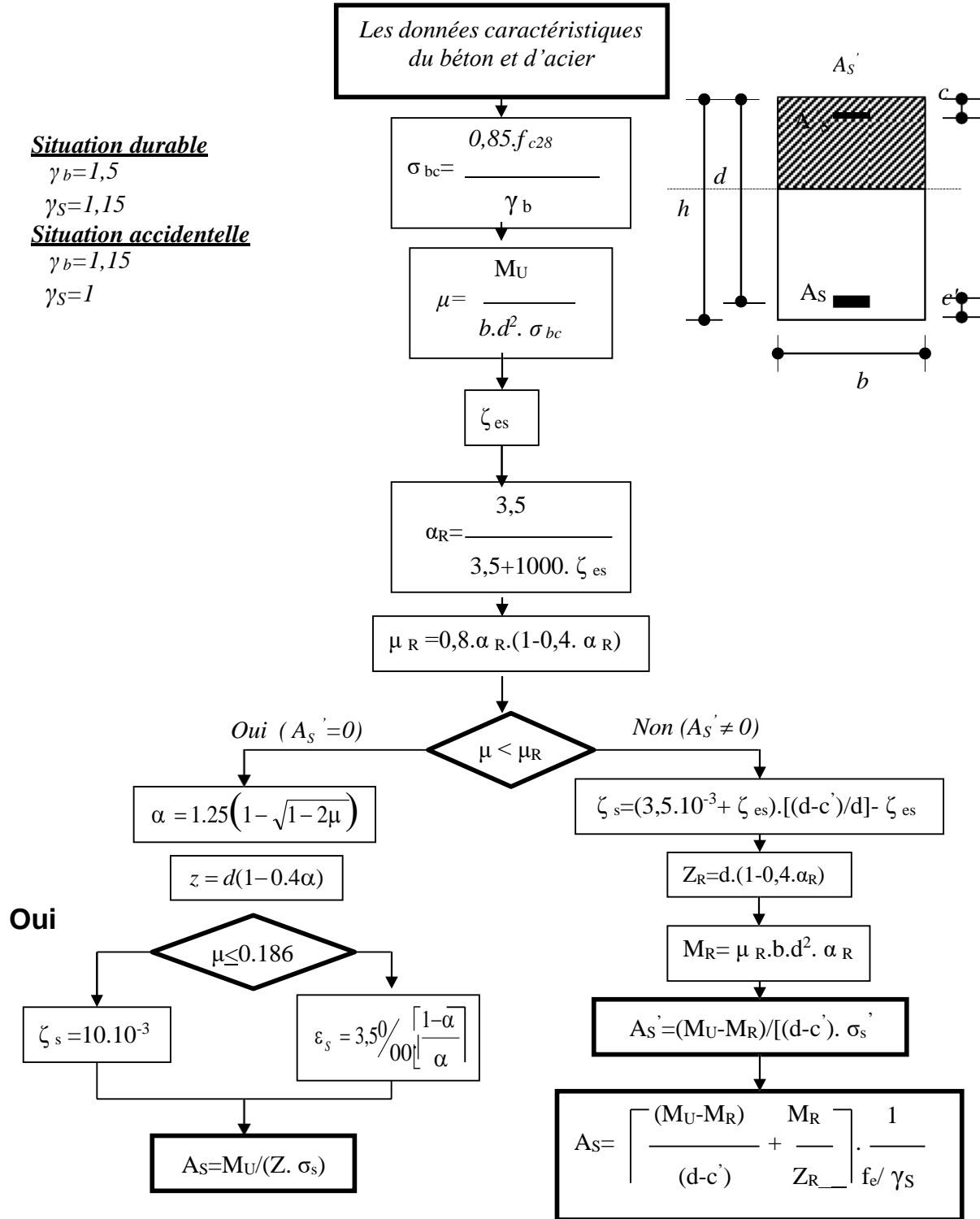
- [1] Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM 97 ";(Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.44**).
- [2] Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR B.C 2.2**).
- [3] Le **BAEL99**, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.
- [4] Document Technique Réglementaire Algérienne **D.T.R-C-2-47** ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « **RNV 99** », version 2013.
- [5] Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire (**D.T.R-B.C.2.48**)).
- [6] **EC3**, Calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [7] **EC4**, Conception et dimensionnement des structures mixte acier-béton partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [8] Charpente métallique : **Dr B. MENADI**.
- [9] Cours charpente métallique 2, **Mr SETHI**.
- [10] **Projets de fin** d'étude Université Saad Dahleb de BLIDA.

Annexes

Annex [A]

ORGANIGRAMME -I- SECTION RECTANGULAIRE

A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



Annex [B]



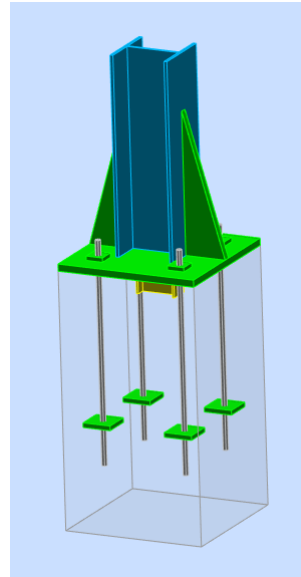
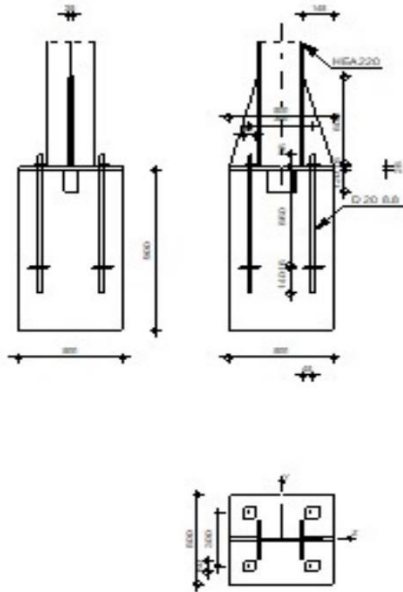
Robot Structural Analysis Professional 2023

Calcul du Pied de Poteau encastré

'Les pieds de poteaux encastrés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)



Ratio
0.88



GENERAL

Assemblage N°: 1
Nom de l'assemblage: Pied de poteau encastré

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 220
 $\alpha = 0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 210$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 220$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 18$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 64.34$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 5409.70$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: ACIER E28
 $\sigma_{ec} = 275.00$ [MPa] Résistance

PLAQUE PRINCIPALE DU PIED DE POTEAU

$l_{pd} = 500$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 500$ [mm] Largeur

$t_{pd} = 25$ [mm] Epaisseur
Matériau: ACIER E28
 $\sigma_e = 275.00$ [MPa] Résistance

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage
 $d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 20$ [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage
 $n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 2$ Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} = 300$ [mm]
Entraxe $e_{Vi} = 300$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 66$ [mm]
 $L_2 = 560$ [mm]
 $L_3 = 140$ [mm]

Plaque d'ancrage

$l_{ap} = 100$ [mm] Longueur
 $b_{ap} = 100$ [mm] Largeur
 $t_{ap} = 16$ [mm] Epaisseur
Matériau: S 275
 $\sigma_e = 275.00$ [MPa] Résistance

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 60$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 15$ [mm] Epaisseur

BECHE

Profilé: IPE 140

$h_w = 120$ [mm] Hauteur
Matériau: ACIER E28
 $\sigma_e = 275.00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR

$l_r = 145$ [mm] Longueur
 $h_s = 500$ [mm] Hauteur
 $t_s = 25$ [mm] Epaisseur

SEMELLE ISOLEE

$L = 500$ [mm] Longueur de la semelle
 $B = 500$ [mm] Largeur de la semelle
 $H = 900$ [mm] Hauteur de la semelle

BETON

$f_{c28} = 25.00$ [MPa] Résistance
 $\sigma_{bc} = 14.17$ [MPa] Résistance
 $n = 6.56$ ratio Acier/Béton

SOUDES

$a_p =$	10	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	10	[mm]	Bêche
$a_s =$	15	[mm]	Raidisseurs

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N =$	204.91	[kN]	Effort axial
$Q_y =$	0.62	[kN]	Effort tranchant
$Q_z =$	27.53	[kN]	Effort tranchant
$M_y =$	17.35	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_z =$	0.82	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

PLAN XZ

$d_{tz} =$	150	[mm]	Distance de la colonne des boulons d'ancrage de l'axe Y	
$z_0 =$	0	[mm]	Zone comprimée	
$p_{my} =$	0.00	[MPa]	Contrainte due à l'effort axial et au moment M_y	
$F_{ty} =$	160.29	[kN]	Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage	$0.5*(M_y/d_{tz} + N)$

PLAN XY

$d_{ty} =$	150	[mm]	Distance de la rangée extrême des boulons d'ancrage de l'axe Z	
$y_0 =$	0	[mm]	Zone comprimée	
$p_{mz} =$	0.00	[MPa]	Contrainte due à l'effort axial et au moment M_y	
$F_{tz} =$	105.19	[kN]	Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage	$0.5*(M_z/d_{ty} + N)$

VERIFICATION DU BETON POUR LA PRESSION DIAMETRALE

La valeur du coefficient K est calculée automatiquement

$h_b =$	500	[mm]		$h_b = 2*[(b/2-0.5*(n_v-1)*a_v) + a_h$
$b_b =$	500	[mm]		$b_b = \max(2*(b/2-0.5*(n_v-1)*a_v) + a_v, b_{pd})$
$K = \max(1.1; 1+(3-b_{pd}/b_b-l_{pd}/h_b) * \sqrt{[(1-b_{pd}/b_b)*(1-l_{pd}/h_b)]})$				[Lescouarc'h (1.c)]
$K =$	1.00		Coefficient de zone de pression diamétrale	
$p_m \leq K*\sigma_{bc}$	0.00	<	14.17	vérifié (0.00)

ANCRAGE

$N_{ty} =$	80.14	[kN]	Effort de traction dû à l'effort axial et au moment M_y	$N_{ty} = F_{ty}/n$
$N_{tz} =$	52.59	[kN]	Effort de traction dû à l'effort axial et au moment M_y	$N_{tz} = F_{tz}/n$
$N_t =$	81.51	[kN]	Force de traction max dans le boulon d'ancrage	$N_t = N_{ty} + N_{tz} - N/n$

Vérification de la semelle tendue du poteau

$l_1 =$	110	[mm]		$l_1 = 0.5*b_{fc}$
$l_2 =$	141	[mm]		$l_2 = \pi * a_2$
$l_3 =$	31	[mm]		$l_3 = 0.5*[(b_{fc}-s) + \pi*a_2]$

$l_4 =$	221	[mm]		$l_4 = 0.5 \cdot (s + \pi \cdot a_2)$
$l_{eff} =$	31	[mm]		$l_{eff} = \min(l_1, l_2, l_3, l_4)$
$N_t \leq l_{eff} \cdot t_{fc} \cdot \sigma_{ec}$	81.51	<	92.82	vérifié (0.88)

Adhérence

$v =$	100	[mm]	Pince ancrage-bord de la fondation	$v = \min(l_2; 0.5 \cdot (B - \sum e_{vi}); 0.5 \cdot (L - \sum e_{Hi}))$
$N_t \leq \pi \cdot d \cdot \tau_s \cdot l_2 + 3 \cdot \sigma_{bc} \cdot \pi \cdot (r^2 - d^2/4) \cdot (1 - r/v)$	81.51	<	204.56	vérifié (0.40)

Vérification de la résistance de la section fileté d'une tige

$N_t \leq 0.8 \cdot A_s \cdot \sigma_e$	81.51	<	125.44	vérifié (0.65)
---	-------	---	--------	-----------------------

BECHE

Béton

$ T_z \leq (l - 30) \cdot \sigma_{bc} \cdot B$	27.53	<	93.07	vérifié (0.30)
$ T_y \leq (l - 30) \cdot \sigma_{bc} \cdot H$	0.62	<	178.50	vérifié (0.00)

Ame

$ T_z \leq f \cdot t \cdot h / \sqrt{3}$	27.53	<	94.17	vérifié (0.29)
$ T_y \leq f \cdot t \cdot h / \sqrt{3}$	0.62	<	159.95	vérifié (0.00)

Semelle

$ T_z \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0)$	27.53	<	290.89	vérifié (0.09)
$ T_y \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0)$	0.62	<	123.98	vérifié (0.01)

Soudure âme

$ T_z \leq 2/k \cdot f \cdot t \cdot h / \sqrt{3}$	27.53	<	471.46	vérifié (0.06)
$ T_y \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0)$	0.62	<	438.88	vérifié (0.00)

Semelle

$ T_z \leq 2 \cdot 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0)$	27.53	<	701.41	vérifié (0.04)
$ T_y \leq (l - 30) \cdot \sigma_{bc} \cdot B$	0.62	<	510.31	vérifié (0.00)

Ame poteau

$ T_z \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0)$	27.53	<	322.42	vérifié (0.09)
$ T_y \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0)$	0.62	<	343.86	vérifié (0.00)

PLATINE

Zone de traction

$M_{11'} =$	7.34	[kN*m]	Moment fléchissant	$M_{11'} = n_v \cdot N_t \cdot (d_{t2} - h_c/2)$
$M_{11'} \leq \sigma_e \cdot W$	7.34	<	498.95	vérifié (0.01)

Cisaillement

$V_{11'} =$	163.02	[kN]	Effort tranchant	$V_{11'} = n_v \cdot N_t$
$V_{11'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} \cdot h_r \cdot t_r \cdot n_r / 1.5$	163.02	<	1323.09	vérifié (0.12)

$t_{pmin} =$	3	[mm]		$t_{pmin} = V_{11'} \cdot 1.5 \cdot \sqrt{3} / (\sigma_e \cdot b_{pd})$
$t_{pd} \geq t_{pmin}$	25	>	3	vérifié (0.12)

Traction

$a_1 =$	31	[mm]	Pince bord de la soudure de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage	$a_1 = a_2 - \sqrt{2} a_p$
$a_2 =$	45	[mm]	Pince bord de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage	$a_2 = (\sum e_{Hi} - h_c) / 2$
$a_4 =$	138	[mm]	Pince bord du raidisseur-axe du boulon d'ancrage	
$N_t [daN] \leq 375 \cdot t_{pd} [mm] \cdot [(a_2/a_1) \cdot (s/(s+a_2))]$	8151.08	<	11888.31	vérifié (0.69)

RAIDISSEUR

$V_1 =$	101.89	[kN]	Effort tranchant	$V_1 = \max(1.25 \cdot N_j, 2 \cdot N_j / [1 + (a_4/a_2)^2])$
$M_1 =$	4.58	[kN*m]	Moment fléchissant	$M_1 = V_1 \cdot a_2$
$V_m =$	101.89	[kN]	Effort tranchant du raidisseur	$V_m = \max(V_1, V_{22})$
$M_m =$	4.58	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	$M_m = \max(M_1, M_{22})$

Epaisseur

$t_{r1} =$	2	[mm]	Epaisseur minimale du raidisseur	$t_{r1} = 2.6 * V_m / (\sigma_e * h_r)$
$t_{r2} =$	3	[mm]	Epaisseur minimale du raidisseur	$t_{r2} = \sqrt{[h_r^2 * V_m^2 + 6.75 * M_m^2]} / (\sigma_e * h_r * l_r)$
$t_{r3} =$	21	[mm]	Epaisseur minimale du raidisseur	$t_{r3} = 0.04 * \sqrt{[l_r^2 + h_r^2]}$
$t_r \geq \max(t_{r1}, t_{r2}, t_{r3})$	25	>	21	vérifié (0.83)

Soudures

$a'_r = 1$	[mm]	Epaisseur min de la soudure du raidisseur avec la plaque principale	$a'_r = k * \sqrt{[(0.7 * V_m)^2 + (1.3 * M_m / h_r)^2]} / (l_r * \sigma_e)$	
$a''_r = 1$	[mm]	Epaisseur min de la soudure du raidisseur avec le poteau	$a''_r = k * \max(1.3 * V_m, 2.1 * M_m / h_r) / (h_r * \sigma_e)$	
$a_r \geq \max(a'_r, a''_r)$	15	>	1	vérifié (0.08)

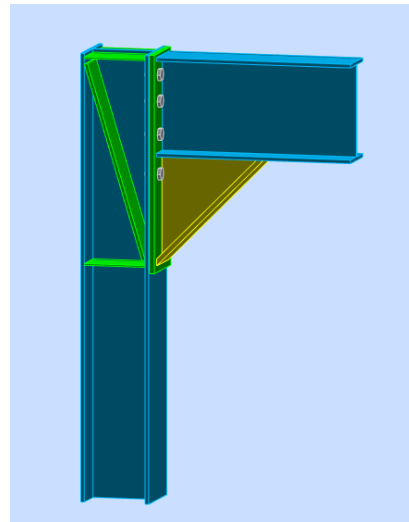
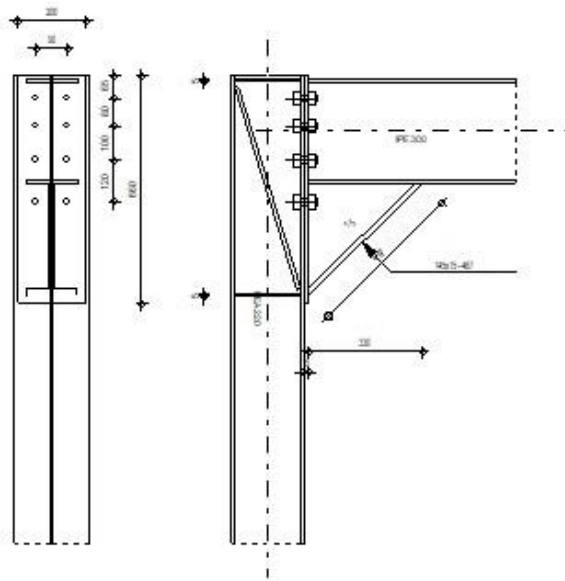
POTEAU

Ame

$t_w \geq 3 * M_m / (\sigma_{ec} * h_r^2)$	7	>	0	vérifié (0.03)
--	---	---	---	-----------------------

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.88

	Robot Structural Analysis Professional 2023 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF P 22-430	 Ratio 0.99
---	---	---



GENERAL

Assemblage N°: 4
Nom de l'assemblage: Angle de portique

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 220

$\alpha =$	-90.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	210	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	220	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	7	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	18	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	64.34	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	5409.70	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28

$\sigma_{ec} =$ 275.00 [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 300

$\alpha =$	0.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	300	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	150	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	7	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	53.81	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	8356.11	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28

$\sigma_{eb} =$ 275.00 [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	6.8		Classe du boulon
$F_b =$	94.08	[kN]	Résistance du boulon à la rupture
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	65	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	90	[mm]	
Entraxe $p_i =$	80;100;120	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	660	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	200	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	15	[mm]	Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER E28
 $\sigma_{ep} = 275.00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d = 145$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 330$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 15$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 330$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 45.0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28
 $\sigma_{ebu} = 275.00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 188$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 106$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 5$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28
 $\sigma_{esu} = 275.00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 188$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 106$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 5$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28
 $\sigma_{esu} = 275.00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR INCLINE

Typ: A gauche

$w_a = 106$ [mm] Largeur du raidisseur diagonal
 $t_a = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur diagonal

Matériau: ACIER E28
 $\sigma_{ea} = 275.00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 10$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 10$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 10$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 10$ [mm] Soudure horizontale

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$M_y = 154.79$ [kN*m] Moment fléchissant
 $F_z = 138.77$ [kN] Effort tranchant
 $F_x = 0.00$ [kN] Effort axial

RESULTATS

DISTANCES DE CALCUL

Boulon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	27	41			30	44	24	42			36	50			
2	Centraux	27	41					24	42							90
3	Centraux	27	41					24	42							110
4	Centraux	27	41					24	42							120

x = 47 [mm] Zone comprimée

x = e_s*√(b/e_a)

EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - METHODE ELASTIQUE

Boulon N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	564	126.69	0.00	356.31	101.61	94.08	>	56.67	100.00
2	484	58.46	86.62	205.89	49.86	94.08	>	48.63	100.00
3	384	62.01	105.88	251.65	52.89	94.08	>	38.59	100.00
4	264	63.46	115.50	274.52	54.13	94.08	>	26.55	100.00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$ 48.63 < 49.86 **vérifié** (0.98)

Traction des boulons

$1.25 * F_{imax} / A_s \leq \sigma_{red}$ |289.12| < 480.00 **vérifié** (0.60)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$\sqrt{[F_{imax}^2 + 2.36 * T_i^2]} / A \leq \sigma_{red}$ |199.33| < 480.00 **vérifié** (0.42)

T₁ = 17.35 [kN] Effort tranchant dans le boulon

T_b = 97.92 [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant

[9.2.2.1]

T₁ ≤ T_b 17.35 < 97.92 **vérifié** (0.18)

VERIFICATION DE LA POUTRE

F_{res} = 340.88 [kN] Effort de compression

F_{res} = 2*∑F_i - N

Compression réduite de la semelle

[9.2.2.2.2]

N_{c adm} = 790.50 [kN] Résistance de la section de la poutre

N_{cadm} = A_{bc}*σ_e + N*A_{bc}/A_b

F_{res} ≤ N_{c adm} 340.88 < 790.50 **vérifié**

(0.43)

VERIFICATION DU POTEAU

Compression de l'âme du poteau

[9.2.2.2.2]

F_{res} ≤ F_{pot} 340.88 < 640.75 **vérifié** (0.53)

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

V_R = 343.67 [kN] Effort tranchant dans l'âme

V_R = 0.47*(A_v*σ_e + A_s*cos(α)*σ_e)

|F_{res}| ≤ V_R |340.88| < 343.67 **vérifié** (0.99)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.99

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.8 Classe du boulon
d = 18 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 20 [mm] Diamètre du trou de boulon
A_s = 1.92 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
A_v = 2.54 [cm²] Aire de la section du boulon
f_{yb} = 480.00 [MPa] Limite de plasticité
f_{ub} = 600.00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
n = 3 Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60 [mm]
e₁ = 30 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e₂ = 35 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e_c = 30 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

SOUDURES

Soudures d'angle du gousset

b = 10 [mm] Bord b

GOUSSET

l_p = 300 [mm] Longueur de la platine
h_p = 300 [mm] Hauteur de la platine
t_p = 10 [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

h₁ = 100 [mm] Grugeage
v₁ = 100 [mm] Grugeage
h₂ = 100 [mm] Grugeage
v₂ = 100 [mm] Grugeage
h₃ = 10 [mm] Grugeage
v₃ = 10 [mm] Grugeage
h₄ = 10 [mm] Grugeage
v₄ = 10 [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (150;136)

e_v = 100 [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
e_H = 100 [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER E28

σ = 275.00 [MPa] Résistance

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

N₄ = 223.11 [kN] Effort axial

RESULTATS

PLATINE

Section gousset

N₄ < N_{res} | 223.11 | < 510.63 **vérifié** (0.44)

Attache gousset

N₄ < N_{res} | 223.11 | < 1281.96 **vérifié** (0.17)

BARRES

$T_4 = 237.95$ [kN] Résistance des boulons au cisaillement

$M_4 = 292.73$ [kN] Résistance de la barre

$|N_4| < \min(T_4; M_4)$ |223.11| < 237.95 **vérifié** (0.94)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.94



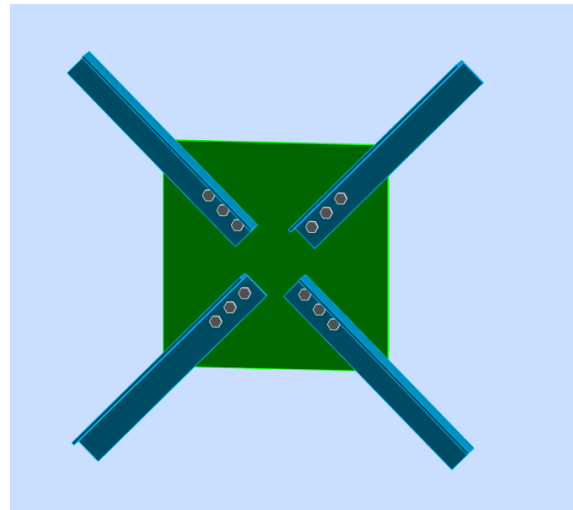
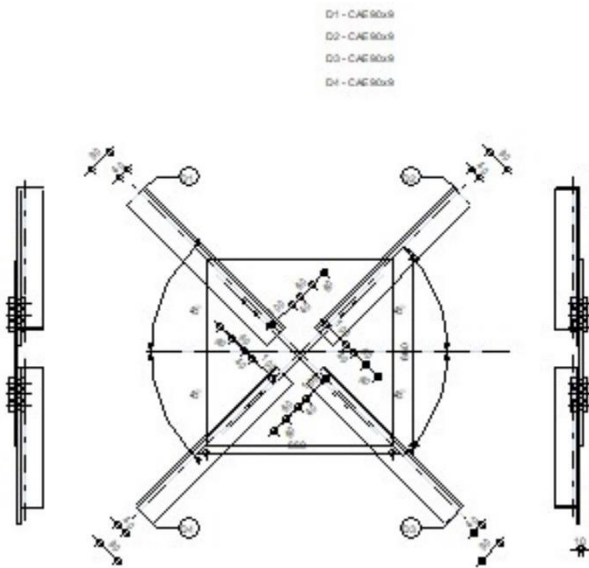
Robot Structural Analysis Professional 2023

Calcul de l'assemblage au gousset

CM 66



Ratio
0.94



GENERAL

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage: Gousset - contreventement

GEOMETRIE

BARRES

	Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4	
Profilé:	CAE 90x9	CAE 90x9	CAE 90x9	CAE 90x9	
h	90	90	90	90	mm
b_f	90	90	90	90	mm
t_w	9	9	9	9	mm
t_f	9	9	9	9	mm
r	11	11	11	11	mm

	A	15.52	15.52	15.52	15.52		cm2
Matériau :		ACIER E28	ACIER E28	ACIER E28	ACIER E28		
	σ_e	275.00	275.00	275.00	275.00		MPa
	f_u	405.00	405.00	405.00	405.00		MPa
Angle	α	45.0	45.0	45.0	45.0		Deg

BOULONS

Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.8 Classe du boulon
 $d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 20$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1.92$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2.54$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 480.00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 600.00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60;60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 40$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.8 Classe du boulon
 $d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 20$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1.92$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2.54$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 480.00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 600.00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60;60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 40$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.8 Classe du boulon
 $d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 20$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1.92$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2.54$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 480.00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 600.00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60;60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 40$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	6.8		Classe du boulon
d =	18	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	20	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1.92	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	2.54	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	480.00	[MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	600.00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3		Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60 [mm]			
e ₁ =	40	[mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	40	[mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	100	[mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

l _p =	660	[mm]	Longueur de la platine
h _p =	660	[mm]	Hauteur de la platine
t _p =	10	[mm]	Epaisseur de la platine

Paramètres

h ₁ =	0	[mm]	Grugeage
v ₁ =	0	[mm]	Grugeage
h ₂ =	0	[mm]	Grugeage
v ₂ =	0	[mm]	Grugeage
h ₃ =	0	[mm]	Grugeage
v ₃ =	0	[mm]	Grugeage
h ₄ =	0	[mm]	Grugeage
v ₄ =	0	[mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

e _v =	330	[mm]	Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
e _H =	330	[mm]	Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER E28

σ =	275.00	[MPa]	Résistance
-----	--------	-------	------------

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

N ₁ =	223.11	[kN]	Effort axial
N ₂ =	223.11	[kN]	Effort axial
N ₃ =	223.11	[kN]	Effort axial
N ₄ =	223.11	[kN]	Effort axial

RESULTATS

PLATINE

Section gousset

N ₁ < N _{res}	223.11 < 1270.53	vérifié	(0.18)
-----------------------------------	--------------------	---------	--------

Attache gousset

N ₂ < N _{res}	223.11 < 1270.53	vérifié	(0.18)
-----------------------------------	--------------------	---------	--------

BARRES

T ₁ =	237.95	[kN]	Résistance des boulons au cisaillement
M ₁ =	262.13	[kN]	Résistance de la barre

$ N_1 < \min(T_1; M_1)$	$ 223.11 < 237.95$	vérifié	(0.94)
$T_2 = 237.95$	[kN]	Résistance des boulons au cisaillement	
$M_2 = 262.13$	[kN]	Résistance de la barre	
$ N_2 < \min(T_2; M_2)$	$ 223.11 < 237.95$	vérifié	(0.94)
$T_3 = 237.95$	[kN]	Résistance des boulons au cisaillement	
$M_3 = 262.13$	[kN]	Résistance de la barre	
$ N_3 < \min(T_3; M_3)$	$ 223.11 < 237.95$	vérifié	(0.94)
$T_4 = 237.95$	[kN]	Résistance des boulons au cisaillement	
$M_4 = 262.13$	[kN]	Résistance de la barre	
$ N_4 < \min(T_4; M_4)$	$ 223.11 < 237.95$	vérifié	(0.94)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.94