

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITÉ -BLIDA 1 -
-جامعة البليدة 1-



FACULTE DE TECHNOLOGIE
كلية العلوم الهندسية
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL
دائرة الهندسة المدنية

MÉMOIRE DE PROJET DE FIN D'ÉTUDE
مذكرة نهاية التدرج
POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE MASTER EN
GÉNIE CIVIL
OPTION :

Constructions métalliques et mixtes

THÈME

***ETUDE D'UNE USINE R+3 EN CHARPENTE
METALLIQUE PLUS 2 SOUS.SOLS EN BETON ARME***

ENCADRÉ PAR :

Mr. O.FERDJANI

PRÉSENTÉ PAR :

M^{elle}. BENTAIBA Souad

M^{elle}. DJERADI Wissem

PROMOTION 2018/2019

Dédicaces

*Pour que ma réussite soit complète je la partage
avec toutes les personnes que j'aime, je dédie ce
modeste travail à :*

*Ma très chère mère ,qui m'a tant aidé avec son
soutient, elle est ma source de courage et de patience
à qui j'exprime toute ma reconnaissance et Mon très
cher père pour sa patience et tous ses efforts.*

A mes chères sœurs :

*HAKIMA,HAYAT,KHEIRA,IMEN,NESRINE pour le courage et la
volonté qu'ils m'ont
inculqués.*

A mes nièces : ALIYA,SARAH,RAHAF,LILIA

A mes neveux : FIRAS,WASSIM,MOHAMED

*A ma camarade DJERADI WISSEM et toute la promo de génie
civil*

BENTAIBA SOUAD

Dédicaces

Pour que ma réussite soit complète je la partage avec toutes les personnes que j'aime, je dédie ce modeste

Travail à :

Mon très cher père Ma très chère mère et mes grands parents, qui sont ma source de courage et de patience à qui j'exprime toute ma reconnaissance.

Mon très cher frère : ABOUBAKER

A mes chères sœurs : FATEN ET MOUNIRA

A mes chers cousins :

SIDO, CHAREF, HANANE, FOUAD, NOUFEL, ABDO,
BATOUL, MOHAMED, IKRAM, HOCINE, HALIM,
WALID ET ANES.

Mes chères amies : ABIR, SAMAH, ASMA, IKRAM,
HORIA, FARAH.

DJERADI WISSEM

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier le Dieu de nous avoir donné la volonté, la force, la santé et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre reconnaissance à monsieur FERDJANI.OMAR pour avoir accepté de nous encadrer dans ce travail. Nous le remercions pour son implication, son soutien et ses encouragements tout au long de ce travail.

Nous souhaitons également remercier Mr.ZAMECHA ABOUBAKER notre guide de stage au niveau de l'entreprise CR Métal pour l'aide durant le travail de notre mémoire.

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

Un grand remerciement aussi à l'ensemble des enseignants du département de génie civil

Sans oublier de remercier nos chers parents, qui ont toujours priés pour nous, qui n'ont pas cessé de nous encourager, de nous soutenir et qui ont fait de nous ce que nous sommes aujourd'hui

Enfin, nous adressons aussi nos remerciements à tous nos amis qui ont contribué à l'aboutissement de ce travail

ملخص

هذا المشروع يعتمد إلى دراسة تصميم و قياس مصنع مكون من طابق أرضي, 3 طوابق و بنية حديدية و طابقين سفليين من الخرسانة المسلحة. يقع المشروع ببلدية ولاد يعيش ولاية البليدة و يتضمن عدة بوابات مدعمة مغطاة بسافحين

و قد تم التصميم هذا المشروع وفق قوانين و معايير البناء المطبقة في RNV 99 V 2013, RPA 99 V2003 , CCM 97 , BAEL 91 modifiée 99 الجزائر.

الديناميكية تمت بالبرنامج بالنسبة للدراسة « ROBOT2017 ».

الكلمات المفتاحية منشأة معدنية – خرسانة مسلحة – التجميع.

Résumé

Notre projet de fin d'études consiste à faire une étude et dimensionnement d'une usine en charpente métallique, qu'elle est constituée d'un RDC et de 3 étage et 2 sous-sols en béton armé. elle est situé dans la commune de OULED YAICH wilaya de Blida. Il est constitué de plusieurs portiques stabilisés par des contreventements et couvert par une toiture à deux versants. La conception a été faite selon les règlements de construction règlement « RNV 99 V2013, RPA 99 V2003, CCM 97, BAEL 91 ». L'étude dynamique a été faite par le logiciel « ROBOT2017 ».

Mots clés : Charpente métallique – béton armé – Assemblage.

Abstract

Our project is made to study and design a steel construction that consists of a ground floor and 3 floors and 2 underground floors with concrete. This project is located in the commune of OULED YAICH wilaya of Blida. It is composed of several frames stabilized by bracing and covered by a roof with two slopes. The design was made according to the building regulations in force «RNV 99 V2013, RPA 99 V2003, CCM 97, BAEL 91 ».

The dynamic study was made on the software « ROBOT2017 ».

Keywords : Steel construction – concrete – Assembly.

Sommaire

Remerciement

Résumé

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de projet.....	1
I.2. Description de l'ouvrage.....	1
I.2.1. Description architecturale.....	1
I.2.2. caractéristiques géométriques.....	1
I.2.3. Description structurale.....	4
I.3. Les données de site.....	4
I.4. Les Règlements utilisés.....	4
I.5. Les Logiciels utilisés.....	5
I.6. Les Matériaux utilisés.....	5
I.6.1. Acier de construction.....	5
I.6.2. Béton armé.....	5
I.6.2.1. Béton.....	5
I.6.2.2. Aciers de ferrailage.....	8
I.7. Evaluation de charges.....	10
I.7.1 Charges permanentes.....	10
I.7.2. Charges d'exploitation.....	10

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II. Introduction.....	11
II.1. Toiture.....	11
II.1.1. Les pannes.....	11
II.1.1.1. Données du calcul.....	11
II.1.1.2. Détermination des sollicitations.....	12
II.1.1.3. Les vérifications de la panne.....	14
II.1.2. Les liernes.....	16
II.1.2.1. Calcul les liernes (l'effort maximal revenant aux liernes).....	16
II.1.2.2. Dimensionnement des liernes.....	17
II.1.3. L'échantignolle.....	17

II.1.3.1.Détermination des sollicitations.....	18
II.1.4.La traverse.....	19
II.1.4.1.Détermination des sollicitations.....	19
II.1.4.2.Les vérifications de la traverse.....	22
II.2.Les lisses de bardage.....	23
II.2.1.Détermination des sollicitations.....	23
II.2.2.Les vérifications de la lisse de bardage.....	24
II.3.La dalle collaborant.....	26
II.3.1.Etude de la dalle collaborant.....	26
II.3.2.Plancher courant.....	27
II.3.2.1.Pré dimensionnement des solives.....	27
II.3.2.2.Pré dimensionnement des poutres secondaires.....	33
II.3.2.3.Pré dimensionnement des poutres porteuse.....	33
II.3.3.Plancher courant (Mezzanine).....	39
II.3.3.1.Pré dimensionnement des solives.....	39
II.3.3.2.Pré dimensionnement des poutres secondaires.....	40
II.3.3.3.Pré dimensionnement des poutres porteuse.....	40
II.4.Les poteaux.....	45

Chapitre III : Etude climatique

III.Introduction.....	49
III.1.L'effet de neige.....	49
III.1.1.Calcul la charge de neige sur la toiture.....	49
III.2.L'effet du vent.....	50
III.2.1.Données relatives au site.....	50
III.2.2.Calcul de la pression due au vent.....	50
III.2.2.1.Pression dynamique de pointe.....	50
III.2.3.Le coefficient dynamique Cd.....	51
III.2.4.Direction du vent V1 (dépression).....	53
III.2.4.1.Calcul de la pression du au vent.....	53
III.2.5.Direction du vent V2 (Surpression).....	57
III.2.6.Direction du vent V1 (Surpression).....	59
III.2.7.Direction du vent V2 (dépression).....	60

III.2.8.Effet du frottement.....	60
----------------------------------	----

Chapitre IV : Etude sismique

IV. Introduction.....	61
IV.1. Présentation de logiciel utilisé.....	61
IV.2. Classification de la structure.....	61
IV.2.1. classification de la zone sismique.....	61
IV.2.2. classification selon l'importance de l'ouvrage.....	61
IV.2.3. classification de site.....	61
IV.2.4. classification du système de contreventement.....	62
IV.2.5. classification selon la configuration de l'ouvrage.....	62
IV.3. Le choix de la méthode de calcul.....	63
IV.3.1. La méthode modale spectrale.....	63
IV.3.1.1. Principe.....	63
IV.3.1.2.Modélisation.....	63
IV.3.1.3. Spectre de réponse.....	63
IV.3.1.4. Nombre de modes à considérer.....	64
IV.3.1.5.Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	64
IV.3.1.6.les caractéristiques dynamiques de la structure.....	66
IV.3.1.7.les vérifications selon RPA99 v 2003.....	68

Chapitre V : Etude thermique

IV. Introduction.....	72
IV.1. Effet de la température.....	72
IV.1.1. Coefficient dilatation.....	72
IV.1.2.Contrainte thermique.....	72
IV.1.3. Convention de signe.....	73
IV.3. Méthode de calcul.....	73
IV.4. Résultats de calcul.....	74

Chapitre VI : Vérification des éléments

VI.Introduction.....	75
VI.1.Vérifications les éléments de la toiture.....	75

VI.1.1. Les pannes.....	75
VI.1.1.1. Combinaison des charges les plus défavorables.....	75
VI.1.1.2. Les vérifications de la panne.....	76
VI.1.2. La traverse.....	77
VI.1.1.2. Les vérifications de la traverse.....	78
VI.2. Les lisses de bardage.....	79
VI.2.1. Les vérifications de la lisse de bardage.....	80
VI.3. Plancher courant et mezzanine.....	81
VI.3.1. Solive IPE 330.....	81
VI.3.1.1. Les vérification de la solive.....	82
VI.3.2. La poutre secondaire IPE 330.....	83
VI.3.2.1. Les vérifications de la poutre secondaire.....	84
VI.3.3. La poutre porteuse IPE 600.....	84
VI.3.3.1. Les vérifications de la poutre porteuse.....	84
VI.3.4. La poutre porteuse IPE 360.....	85
VI.3.4.1. Les vérifications de la poutre porteuse.....	86
VI.4. La sablière HEA 140.....	87
VI.4.1. Les vérifications de la sablière.....	87
VI.5. Les poteaux.....	89
VI.5.1. Les étapes de calcul.....	89
VI.5.1.1. Poteau du centre.....	90
VI.5.1.2. Poteau du rive.....	93
VI.6. Les contreventements et stabilités.....	95
VI.6.1. Vérification de compression.....	95
VI.6.1.1. Les contreventements.....	95
VI.6.1.2. Stabilité en K.....	96
VI.6.1.3. Stabilité en X.....	97
VI.6.1.4. Stabilité en V.....	97
VI.6.2. Vérification au flambement.....	98
VI.6.2.1. Les contreventements.....	98
VI.6.2.2. Stabilité en K.....	98
VI.6.2.3. Stabilité en X.....	99

VI.6.2.4.Stabilité en V.....	100
------------------------------	-----

Chapitre VII : Les éléments secondaires

VII.Introduction.....	102
VII.1.Calcul de l'escalier.....	103
VII.2.Escalier en charpente métallique.....	104
VII.2.1.Dimensionnement de la cornière.....	104
VII.2.1.1.Evaluation des charges et surcharges.....	104
VII.2.1.2.Evaluation des charges.....	105
VII.2.1.3.Les vérifications de la cornière.....	105
VII.2.2.Dimensionnement de limon.....	106
VII.2.2.1.Evaluation des charges et surcharges.....	106
VII.2.2.2.Evaluation des charges.....	107
VII.2.2.3.Les vérifications de limon.....	107
VII.2.3.Dimensionnement de palier de repos.....	108
VII.2.3.1.Dimensionnement de la poutre palière (01).....	108
VII.2.3.2.Dimensionnement de la poutre palière (02).....	110
VII.3.Escalier en béton.....	112
VII.3.1.Evaluation des charges et surcharges.....	113
VII.3.2.Détermination du moment et effort tranchant.....	113
VII.3.3.Détermination du ferrailage.....	114
VII.3.4.Les vérifications du ferrailage.....	114

Chapitre VIII : Les assemblages

VIII.Introduction.....	117
VIII.1.L'assemblage boulonné.....	117
VIII.2.L'assemblage soudé.....	118
VIII.3.Calcul d'assemblages.....	118
VIII.3.1.Assemblage poteau HEM 300 – traverse IPE 400.....	118
VIII.3.1.1.Assemblage poteau-platine.....	119
VIII.3.1.2.Assemblage platine-traverse.....	121
VIII.3.2.Assemblage traverse IPE 400 – traverse IPE 400.....	123

VIII.3.2.1.Assemblage platine-platine.....	123
VIII.3.2.2.Assemblage platine-traverse.....	125
VIII.3.3.Assemblage de l'échantignole.....	126
VIII.3.3.1.Assemblage de l'échantignole sur la panne.....	126
VIII.3.3.2.Assemblage de l'échantignole sur la traverse.....	126
VIII.3.4.Assemblage poutre – solive par gousset.....	127
VIII.3.4.1.Assemblage poutre IPE 600 – solive IPE 330.....	127
VIII.3.4.2.Assemblage poutre IPE 360 – solive IPE 330.....	129
VIII.3.5.Assemblage poteau – poutre.....	130
VIII.3.5.1.Assemblage poteau HEM 300 – poutre IPE 600.....	130
VIII.3.5.2.Assemblage poteau HEM 300 – poutre IPE 360.....	132
VIII.3.5.3.Assemblage poteau HEM 300 – poutre IPE 330.....	134
VIII.3.5.4. Assemblage poteau HEM 300 – sablière HEA 140.....	136
VIII.3.6.Assemblage du contreventement.....	137
VIII.3.7.Assemblage de stabilité.....	139
VIII.3.7.1.Assemblage de stabilité en (X).....	139
VIII.3.7.2.Assemblage de stabilité en (K).....	140
VIII.3.7.3.Assemblage de stabilité en (V).....	141
VIII.3.8.Assemblage des diagonales de stabilité.....	142
VIII.3.9.Assemblage de continuité (couvre joint).....	143
VIII.3.9.1.Assemblage de continuité de traverse.....	143
VIII.3.9.2.Assemblage de continuité du poteau.....	146
VIII.3.10.Assemblage pieds du poteau.....	149

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

IX.1. Pré dimensionnement des éléments des sous-sols.....	160
IX.1.1. Dalle pleine.....	160
IX.1.2. Poutre principale (porteuse).....	161
IX.1.3. Poutre secondaire.....	161
IX.1.4. Poteaux.....	161
IX.1.5. Les voiles périphériques.....	163
IX.2. Ferrailage des éléments des sous-sols.....	164
IX.2.1. Les poteaux.....	165

IX.2.2. Les poutres.....	169
IX.2.3. Dalle pleine.....	172
IX.2.4. voile périphérique.....	176
IX.3. Etude des fondations.....	180
IX.3.1. semelle isolé.....	180
IX.3.2. Semelle filante dans un seul sens.....	182
IX.3.2.1. Dimensionnement.....	182
IX.3.2.2. Les vérifications.....	183
IX.3.2.3. Calcul de ferrailage.....	183
IX.3.3. semelle filante croisée.....	183

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Vue en 3D de la structure.....	2
Figure I.2 : Vue en plan plancher intermédiaire.....	2
Figure I.3 : Vue en plan plancher de sous-sol.....	3
Figure I.4 : Vue de la structure en élévation.....	3
Figure I.5 : Diagramme contraintes -Déformations du béton à ELU.....	8
Figure I.6 : Diagramme contraintes déformations de calcul de l'acier à l'ELU.....	9

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Figure II.1 : Disposition de la panne sur le versant.....	11
Figure II.2 : Schéma statique de la panne sous la charge permanente.....	12
Figure II.3 : Schéma statique de la panne sous charge d'entretien.....	13
Figure II.4 : Diagramme de moment max.....	13
Figure II.5 : Schéma statique de la poutre équivalente.....	13
Figure II.6 : Coupe transversale.....	16
Figure II.7 : Les efforts de traction dans les liernes.....	16
Figure II.8 : Vue 3D de l'échantignolle.....	18
Figure II.9 : Coupe transversale de l'échantignolle et les efforts sollicitant.....	18
Figure II.10 : Chargement d'un portique.....	20
Figure II.11 : Diagramme des moments.....	20
Figure II.12 : Diagramme des forces.....	21
Figure II.13 : Disposition de la lisse de bardage.....	23
Figure II.14 : Représentatif de plancher collaborant.....	26
Figure II.15 : Représentatif des goujons.....	27
Figure II.16 : Le sens des solives.....	27
Figure II.17 : Schéma statique de la solive.....	27
Figure II.18 : La largeur effective de la zone comprimée de la solive IPE 270...	30
Figure II.19 : Schéma statique de la poutre porteuse (12m).....	33
Figure II.20 : La largeur effective de la zone comprimée de la poutre porteuse IPE600	36
Figure II.21 : Schéma statique de la poutre porteuse (6m).....	41
Figure II.22 : La largeur effective de la zone comprimée de la poutre porteuse IPE330	43
Figure II.23 : Les différents types de poteau métallique.....	45

Chapitre III : Etude climatique

Figure III.1 : Hauteur de référence z_e et profile correspondant de la pression dynamique	51
Figure III.2 : Dimension des parois verticales A' ; B'	54
Figure III.3 : Valeur de $C_{pe,10}$ pour chaque paroi verticale (V1).....	55
Figure III.4 : Dimension de la toiture (V1).....	55
Figure III.5 : Dimension des parois verticales A ;B ;C.....	57
Figure III.6 : Valeur de $C_{pe,10}$ pour chaque paroi verticale (V2).....	57
Figure III.7 : Dimension de la toiture (V2).....	58

Chapitre IV : Etude sismique

Figure IV.1 : Translation suivant y-y.....	67
Figure IV.2 : Translation suivant x-x.....	67
Figure IV.3 : Rotation de la structure.....	68
Figure IV.4 : Model final.....	71

Chapitre VII : Les éléments secondaires

Figure VII.1 : Présentation de l'escalier.....	102
Figure VII.2 : Vue en plan d'une cage d'escalier.....	103
Figure VII.3 : L'escalier.....	104
Figure VII.4 : Schéma statique de la poutre palière (01).....	108
Figure VII.5 : Schéma statique de la poutre palière (02).....	110
Figure VII.6 : Schéma statique.....	113
Figure VII.7 : Schéma de ferrailage d'escalier.....	115

Chapitre VIII : Les assemblages

Figure VIII.1 : Exemples des assemblages boulonnés.....	116
Figure VIII.2 : Exemples des assemblages soudés.....	118
Figure VIII.3 : Représentation de l'assemblage poteau – traverse.....	118
Figure VIII.4 : Représentation assemblage platine poutre.....	121
Figure VIII.5 : Représentation de l'assemblage traverse – traverse.....	122
Figure VIII.6 : Vue en 3D de l'assemblage d'échantignole.....	125
Figure VIII.7 : Représentation de l'assemblage poutre IPE 600 – solive IPE 330	126
Figure VIII.8 : Représentation de l'assemblage poutre IPE 360 – solive IPE 330	127
Figure VII.9 : Représentation de l'assemblage poteau HEM 300 – poutre IPE 600	129

Figure VII.10 : Représentation de l'assemblage poteau HEM 300 – poutre IPE 360	131
Figure VII.11 : Représentation de l'assemblage poteau HEM 300 – poutre IPE 330	133
Figure VII.12 : Représentation de l'assemblage poteau HEM 300 – sablière HEA 140	134
Figure VII.13 : Représentation de l'assemblage du contreventement.....	136
Figure VII.14 : Représentation de l'assemblage de stabilité en (X).....	137
Figure VII.15 : Représentation de l'assemblage de stabilité en (K).....	138
Figure VII.16 : Représentation de l'assemblage de stabilité en (V).....	139
Figure VIII.17 : L'attache de la diagonale UPN (260) avec le poteau HEM 300	140
Figure VII.18 : Représentation de l'assemblage de continuité (traverse).....	141
Figure VII.19 : Composantes des boulons (traverse).....	143
Figure VII.20 : Représentation de l'assemblage de continuité (poteau).....	144
Figure VII.21 : Composantes des boulons (poteau).....	145
Figure VII.22 : Représentation de l'assemblage pieds du poteau.....	147
Figure VII.23 : Vérification globale LE1.....	149
Figure VII.24 : Vérification de déformation LE1.....	149
Figure VII.25 : Contrainte équivalente LE1.....	150

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Figure IX.1 : Le panneau le plus sollicité de la dalle pleine.....	160
Figure IX.2 : La surface retenue par le poteau le plus sollicité.....	161
Figure IX.3 : Coupe de voile en plan.....	164
Figure IX.4 : Schéma de ferrailage du poteau.....	169
Figure IX.5 : Ferrailage en Travée.....	172
Figure IX.6 : Ferrailage en Appui.....	172
Figure IX.7 : Ferrailage de 1 m de la dalle pleine.....	176
Figure IX.8 : Les dimensions de voile périphérique.....	176
Figure IX.9 : Ferrailage de voile périphérique pour 1 m.....	179
Figure IX.10 : Semelle isolée sous poteau.....	180
Figure IX.11 : Section transversale de la semelle filante.....	182
Figure IX.12 : La répartition des charges dans les semelles filantes croisée	184
Figure IX.13 : Ferrailage de semelle filante croisée.....	187

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Les nuances d'acier utilisées en béton armé.....	8
--	---

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Dimension Caractéristique mécanique du profilé IPE 120.....	13
Tableau II.2 : Dimension caractéristique mécanique du profilé IPE 500.....	21
Tableau II.3 : Dimension Caractéristique mécanique du profilé UPN 80.....	24
Tableau II.4 : Dimension caractéristique mécanique du profilé IPE 270.....	28
Tableau II.5 : Dimension caractéristique mécanique du profilé IPE 600.....	33
Tableau II.6 : Les réactions des solives à l'ELU et l'ELS.....	34
Tableau II.7 : Les réactions des solives à l'ELU et l'ELS.....	36
Tableau II.8 : Dimension caractéristique mécanique du profilé IPE 330.....	41
Tableau II.9 : Les réactions des solives à l'ELU et l'ELS.....	41
Tableau II.10 : Les réactions des solives à l'ELU et l'ELS.....	43
Tableau II.11 : La surface qui revient au poteau central.....	46
Tableau II.12 : La charge permanente G.....	46
Tableau II.13 : Surcharge d'exploitation Q.....	46
Tableau II.14 : Dimension caractéristique mécanique du profilé HEM 240.....	47

Chapitre III : Etude climatique

Tableau III.1 : Coefficient de forme – Toitures à deux versants.....	49
Tableau III.2 : Les valeurs des pressions dynamiques.....	51
Tableau III.3 : Les surfaces des zones en m ² de paroi vertical (V1).....	54
Tableau III.4 : Les surfaces des zones en m ² de la toiture (V1).....	56
Tableau III.5 : valeur de Cpe,10 pour chaque zone (V1).....	56
Tableau III.6 : Les valeurs des pressions W en dépression de paroi vertical (V1)..	56
Tableau III.7 : Les valeurs des pressions W en dépression de la toiture (V1)....	57
Tableau III.8 : Les surfaces des zones en m ² de paroi vertical (V2).....	57
Tableau III.9 : Les surfaces des zones en m ² de la toiture (V2).....	58
Tableau III.10 : valeur de Cpe,10 pour chaque zone (V2).....	58
Tableau III.11 : Les valeurs des pressions W en surpression de paroi vertical (V2)..	59
Tableau III.12 : Les valeurs des pressions W en surpression de la toiture (V2)..	59
Tableau III.13 : Les valeurs des pressions W en surpression de paroi vertical (V1)..	59
Tableau III.14 : Les valeurs des pressions W en surpression de la toiture (V1)..	59

Tableau III.15 : Les valeurs des pressions W en dépression de paroi vertical (V2)..	60
Tableau III.16 : Les valeurs des pressions W en dépression de la toiture (V2)..	60

Chapitre IV : Etude sismique

Tableau IV.1 : Résultat de facteur d'amplification dynamique moyen (D).....	65
Tableau IV.2 : Valeurs des pénalités Pq.....	65
Tableau IV.3 : Calcul de la force sismique V.....	66
Tableau IV.4 : Les périodes et participations massiques.....	66
Tableau IV.5 : Résultat de Vérification de la résultante des forces sismique....	69

Chapitre VI : Vérification des éléments

Tableau VI.1 : Dimension caractéristique mécanique du profilé IPE 400.....	76
Tableau VI.2 : Dimension caractéristique mécanique du profilé UPN 140.....	79
Tableau VI.3 : Dimension caractéristique mécanique du profilé IPE 330.....	81
Tableau VI.4 : Dimension caractéristique mécanique du profilé IPE 360.....	84
Tableau VI.5 : Dimension caractéristique mécanique du profilé HEA 140....	86
Tableau VI.6 : Dimension caractéristique mécanique du profilé HEM 300....	89
Tableau VI.7 : Dimension caractéristique mécanique du profilé CAE 90×9.	95
Tableau VI.8 : Dimension caractéristique mécanique du profilé UPN 260	95
Tableau VI.9 : Dimension caractéristique mécanique du profilé UPN 220..	96

Chapitre VII : Les éléments secondaires

Tableau VII.1 : Dimension caractéristique mécanique du profilé L35×35×5....	105
Tableau VII.2 : Dimension caractéristique mécanique du profilé UPN 80.....	106
Tableau VII.3 : Dimension Caractéristique mécanique du profilé IPE 120.....	108
Tableau VII.4 : Dimension Caractéristique mécanique du profilé IPE 160.....	111
Tableau VII.5 : Les moment et les efforts tranchant (ELU / ELS).....	113
Tableau VII.6 : Calcul du ferrailage.....	115
Tableau VII.7 : Vérification des contraintes.....	115

Chapitre VIII : Les assemblages

Tableau VIII.1 : Classes de boulons et valeurs de f_{yb} et f_{ub}	117
Tableau VIII.2 : Les caractéristiques géométriques d'un boulon.....	118
Tableau VIII.3 : Valeur du coefficient du frottement par surface.....	118

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Tableau IX.1 : ferrailage de poteau.....	166
Tableau IX.2 : Vérification à l'état limite de service.....	166
Tableau IX.3 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	167
Tableau IX.4 : Espacements maximums selon R.P.A.99.....	168
Tableau IX.5 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	168
Tableau IX.6 : choix de ferrailage des poutres.....	170
Tableau IX.7 : Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	170
Tableau IX.8 : Vérification de la flèche de la poutre principale.....	172
Tableau IX .9 : Calcul des moments à l'ELU.....	172
Tableau IX .10 : Ferrailage de dalle pleine (voir Annexe C).....	173
Tableau IX .11 : Résultat de ferrailage de la dalle pleine.....	173
Tableau IX .12 : Vérification de l'effort tranchant de voile périphérique.....	174
Tableau IX.13 : Vérification des contraintes de la dalle à l'ELS.....	175
Tableau IX .14 : Résultats des charges.....	177
Tableau IX .15 : calcul des moments à l'ELU.....	177
Tableau IX.16 : Ferrailage de voile périphérique (voir Annexe C)....	178
Tableau IX.17 : Résultat de ferrailage de voile périphérique.....	178
Tableau IX.18 : Vérification de l'effort tranchant de voile périphérique.....	179
Tableau IX. 19 : Sections des semelles isolées.....	181
Tableau IX.20 : Ferrailage de semelle filante.....	183
Tableau IX.21 : Ferrailage de la nervure.....	184
Tableau IX.22 : Résultat de la contrainte à l'ELS.....	184

Les listes des notions et symboles

Majuscules latines

A : Section brute d'une pièce.

A_{net} : Section nette d'une pièce.

A_w : Section de l'âme.

A_v : Aire de cisaillement.

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier (E=2,1 105MPa).

G : Module d'élasticité transversale de l'acier (G=81000 MPa).

G : Charge permanente.

I : Moment d'inertie.

I_v : Intensité de turbulence.

k₀ : Coefficient de flambement.

k_t : Facteur de terrain.

L : Longueur.

M : Moment de flexion.

M_{Sd} : Moment fléchissant sollicitant.

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

M_{pl} : Moment plastique.

M_{b,Rd} : Moment de la résistance au déversement.

N_{pl,Rd} : Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.

N_{b,Rd} : Effort normal d'un élément comprimé au flambement.

N_{Sd} : Effort normal sollicitant.

N_{t,Sd} : Effort normale de traction.

N_{c,Sd} : Effort normal de compression.

N_{c,Rd} : Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.

Q : Charge d'exploitation.

P : poids de la structure.

R : Coefficient de comportement de la structure.

S: La charge de la neige.
 S_K : La charge de neige sur sol
 V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.
 $V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.
 W_{pl} : Module de résistance plastique.
W : Pression aérodynamique.
W : Poids de la structure

Minuscules latines

f : La flèche.
 f_y : Limite d'élasticité.
h : Hauteur d'une pièce.
L: Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).
 l_f : Longueur de flambement.
 $q_{réf}$: Pression dynamique moyenne de référence.
 q_p : Pression dynamique de pointe.
t : Épaisseur d'une pièce.
 t_f : Épaisseur d'une semelle de poutre.
 t_w : Épaisseur de l'âme de poutre.
Z : Hauteur au-dessus du sol.
Z0 : Paramètre de rugosité.
 Z_{eq} : Hauteur équivalente.

Minuscules grecques

χ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.
 β_w : Facteur de corrélation.
 γ_M : Coefficient de sécurité.
 λ : Élancement.
 λ_{LT} : Élancement de déversement.
 α : Facteur d'imperfection.
 ϕ_{LT} : Rotation de déversement.
 τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.
 ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier.

σ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques.

μ : coefficient de forme de la charge de neige.

INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil est un ensemble des techniques de constructions civiles où les ingénieurs s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation des ouvrages de construction et d'infrastructures afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Notre projet porte sur l'étude d'une USINE (R+3+ 2 SS) à usage industriel qu'elle a été organisé de la manière suivante :

Premièrement nous avons commencé par une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation, l'évaluation des charges selon le règlement Algérien charges et surcharges et des caractéristiques des matériaux utilisés.

Deuxièmement le pré dimensionnement des éléments résistants de notre structure qui est une étape très importante pour le commencement de projet dans ce chapitre nous s'intéressons à l'étude des éléments que comporte notre ouvrage (les escaliers, les planchers ...).

En troisième lieu nous avons passé à l'étude climatique (Neige et Vent) qu'elle été faite selon le règlement «RNV99 Version 2013».

Quatrièmement nous avons étudié le comportement de la structure vis-à-vis du séisme, cette étude a été réalisé à l'aide de logiciel REBOT par la méthode modale spectrale, selon le règlement «RPA99 version 2003».

Après nous avons passé à l'étude thermique de la structure vue que ses dimensions sont très importantes.

Le sixième et le septième chapitre traitent le dimensionnement et les vérifications des éléments porteurs et secondaires de la superstructure selon les règlements «CCM97, EC3».

Ensuite nous avons passé au dimensionnement des assemblages des différents éléments de la structure.

Et à la fin nous avons le dixième chapitre qui traite l'étude des éléments de sous-sols et des fondations leurs dimensionnements, ferrailages et vérifications.

Le travail a été achevé par une conclusion générale.

I.1.Présentation de projet

Notre projet consiste à faire la conception et l'étude d'une usine **R+3** en charpente métallique avec deux sous-sols en béton armé à usage industriel, cette structure est implantée à **OULED YAICH** willaya de **Blida** dont la zone sismique **III**.

I.2.Description de l'ouvrage

I.2.1.Description architecturale :

Notre structure est composée d'un seul bloc qui contient :

1^{er} sous-sol : parking

2^{eme} sous-sol : stockage

Rez-de –chaussé :installations technique

1^{er} étage : mezzanine à usage bureau

2^{eme} étage : stockage

3^{eme} étage : stockage

I.2.2.caractéristiques géométriques :

- **Dimensions en plan :**

La longueur totale 60 m

La largeur totale 24m

- **Dimensions en élévation :**

Hauteur totale 23 m

Hauteur de 1^{er} sous-sol 4 m

Hauteur de 2^{eme} sous-sol 3 m

Hauteur de RDC 3 m

Hauteur de 1^{er} étage 3 m

Hauteur de 2^{eme} étage 4 m

Hauteur de 3^{eme} étage 3 m

Hauteur de la toiture 3 m

La pente de versant 24.7 % ($\alpha = 14^\circ$)

L'espace entre portiques 6 m

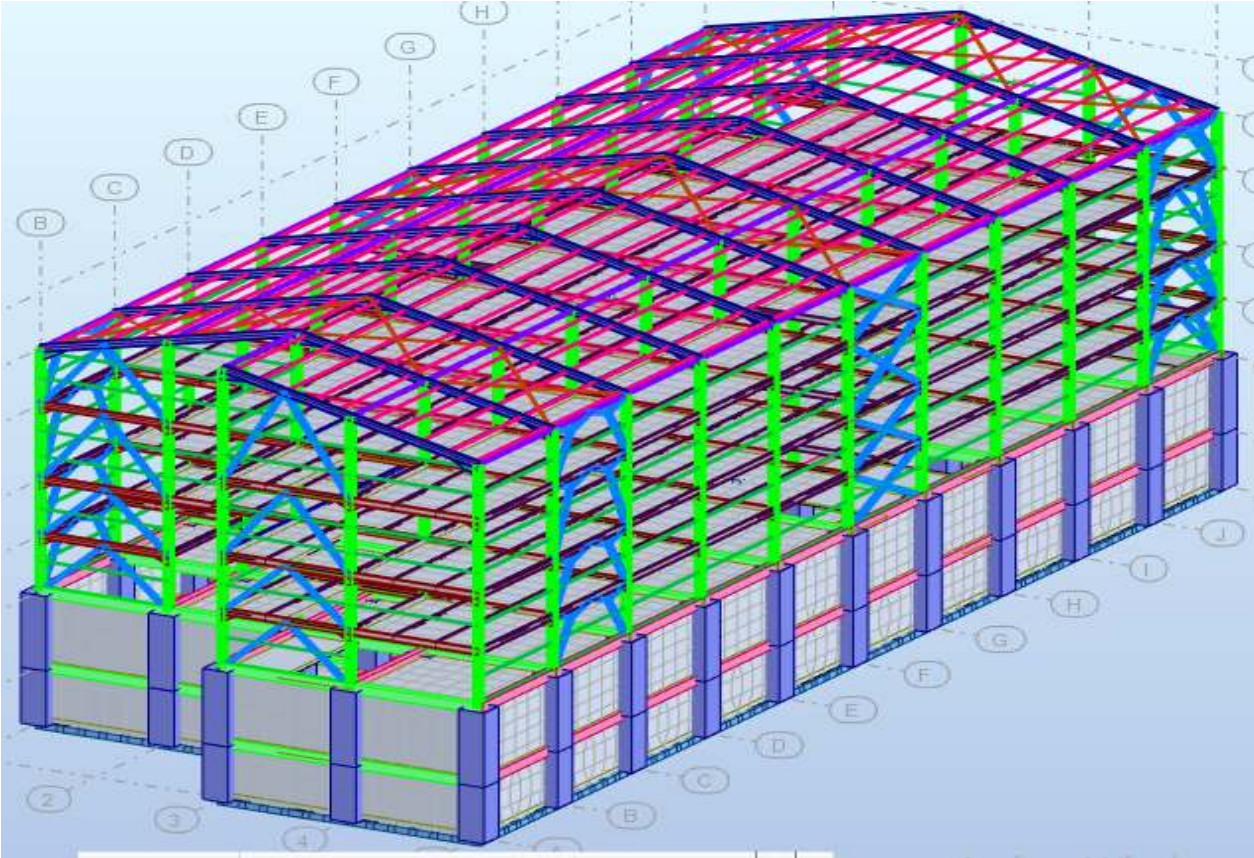


Figure I.1 : Vue en 3D de la structure

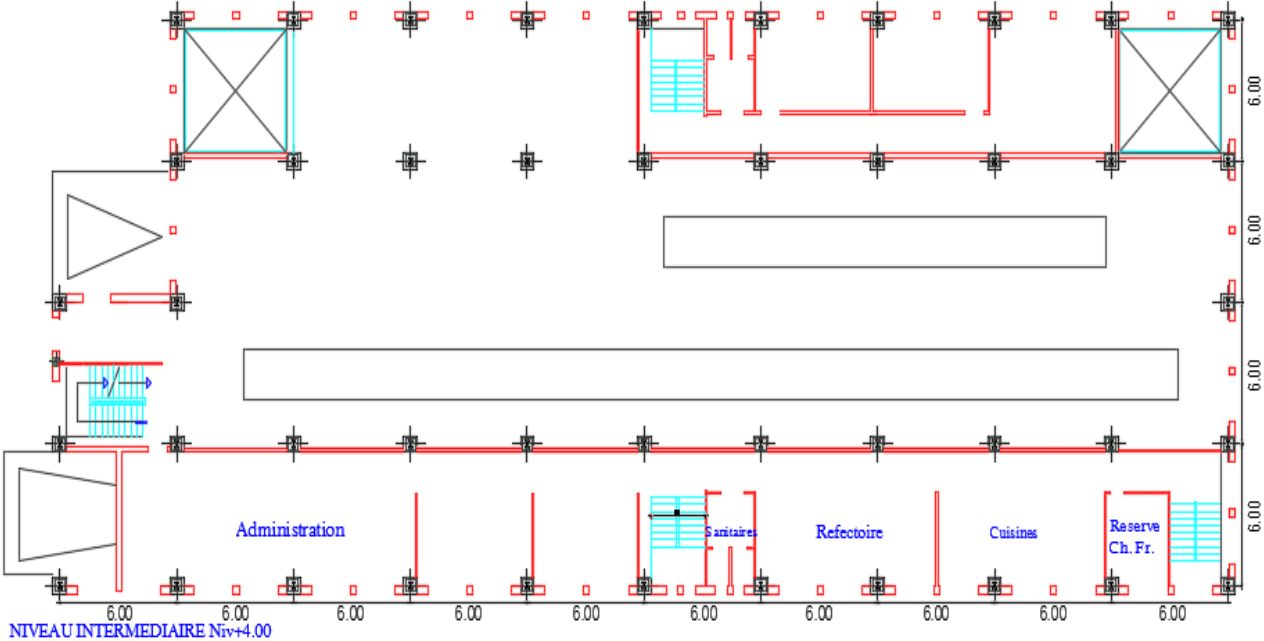


Figure I.2: Vue en plan plancher intermédiaire

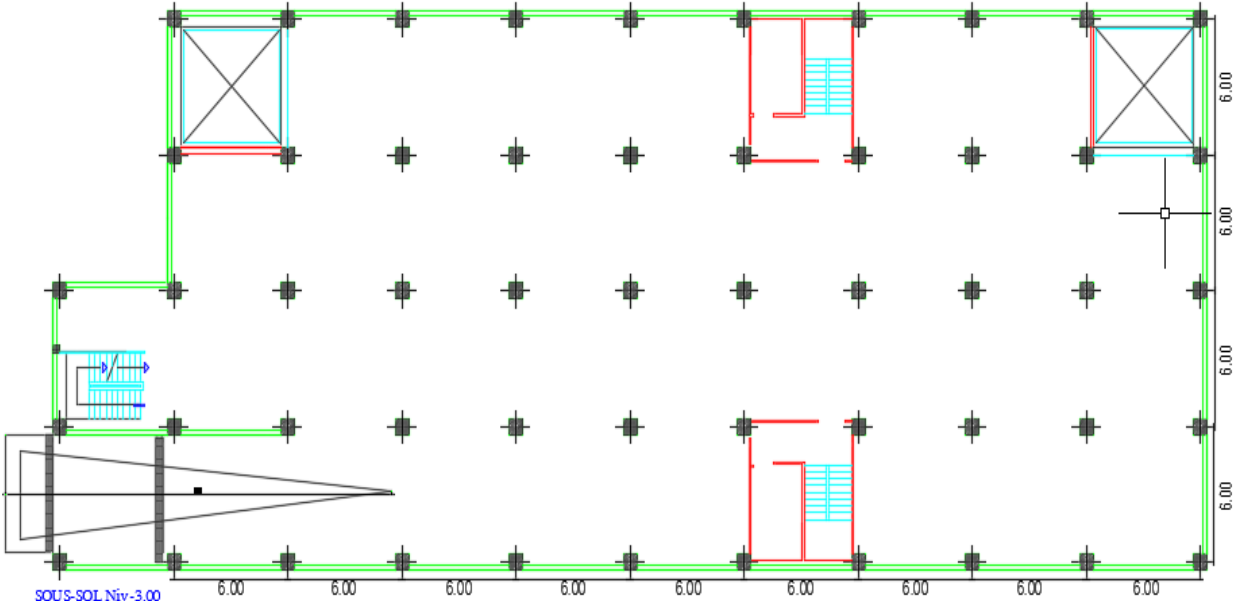


Figure I.3 : Vue en plan plancher de sous-sol

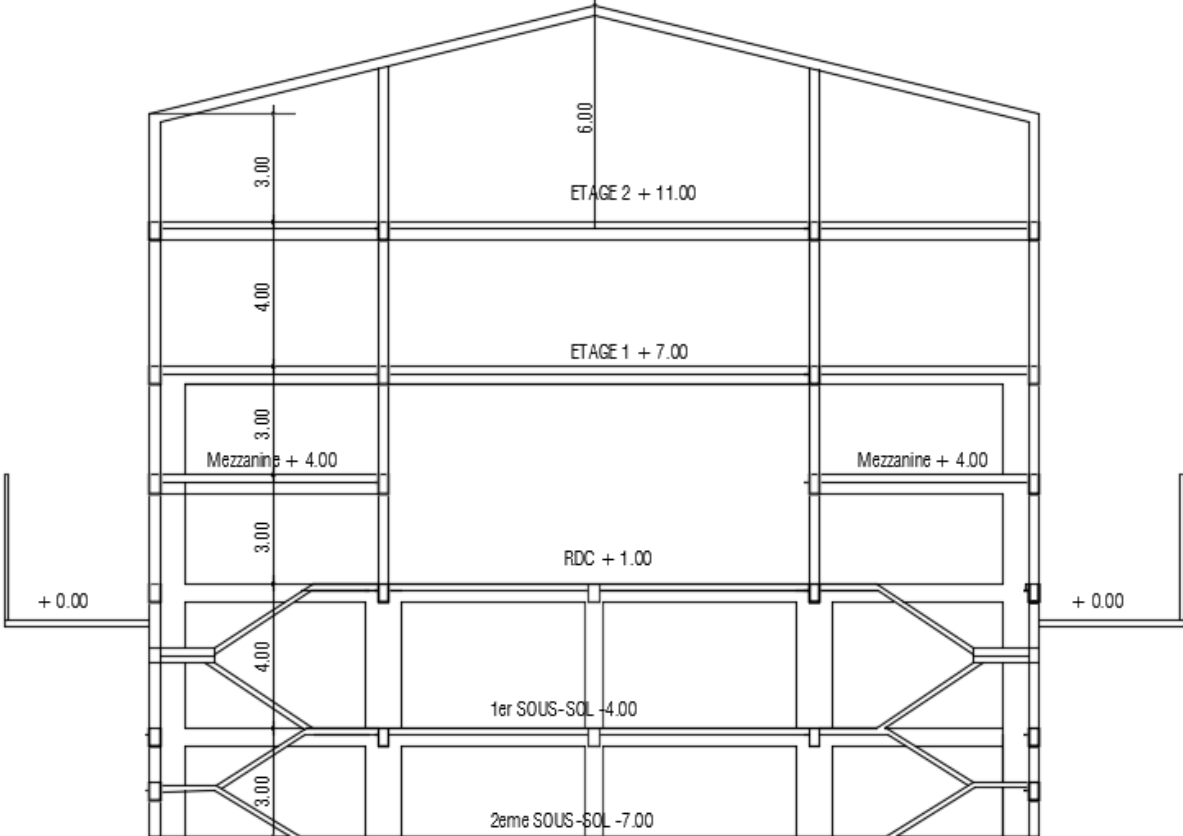


Figure I.4 : Vue de la structure en élévation

I.2.3. Description structurale :

A. Planchers :

Pour notre projet, nous avons utilisé deux types de planchers :

- Plancher mixte : pour le 1^{er}, 2^{ème} et le 3^{ème} étage.
- Plancher en dalle pleine : pour le rez-de-chaussée et les planchers des deux sous-sols.

B. Système de contreventement :

C'est l'ensemble des éléments de construction qui sert à assurer la rigidité et la stabilité de la structure vis à vis des forces horizontales (le vent ou le séisme), dans notre cas nous avons utilisé 3 types de système de contreventement :

- Système d'ossature contreventée par palées triangulées en X
- Système d'ossature contreventée par palées triangulées en V
- Système d'ossature contreventée par palées triangulées en K

C. Toiture :

La toiture est constituée des traverses inclinées de la même pente ($\alpha = 24.7\%$) qui sont déposées symétriquement, elles portent des pannes et ces dernières supportent la couverture. Nous avons utilisé comme couverture des panneaux sandwich de couverture galvanisés de type **C5 – 80** (voir Annexe A).

E. Escalier :

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, dans notre structure nous avons utilisé deux types des escaliers :

- Escalier droit en charpente métallique qui permet le passage entre le 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage.
- Escalier droit réalisé en béton armé pour les deux sous-sols.

F. Façade :

Nous avons utilisé panneaux de bardage galvanisés de type **B 60** (voir Annexe A).

I.3. Les données de site

Le bâtiment est implanté au niveau de la willaya de Blida dont le site a les caractéristiques suivantes :

La contrainte admissible du sol	2,5	bars
L'altitude	260	m
La zone de neige	Zone	B
La zone de vent	Zone	I
La zone sismique	Zone	III

I.4. Les Règlements utilisés

CCM 97 : Règles de calcul des constructions en acier

DTR BC.22 : Document technique (Charges permanentes et charges d'exploitation)

RNV 99 v 2013 : Règlement Neige et Vent version 2013

BAEL 91 modifié 99 : Béton armé aux l'état limites

RPA 99/ v 2003 : Règlement parasismique Algériens version 2003

DTR-C 3.2 : Réglementation thermique des bâtiments d'habitation

I.5. Les Logiciels utilisés

AutoCAD 2017 - Français (French)

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

IDEA StatiCa

Excel

I.6. Les Matériaux utilisés

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé et aux règlements applicables en Algérie à savoir :BAEL91 modifié99, CBA93, RPA99 version 2003.

I.6.1. Acier de construction :

Pour la réalisation de notre structure, nous avons utilisé des aciers de constructions laminées à chaud avec une nuance de E28, ses caractéristiques sont les suivantes:

Résistance limite d'élasticité :	$\sigma_e = 275 \text{ MPa}$
Module d'élasticité longitudinale :	$E = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa}$
Module de cisaillement :	$G = 8,1 \times 10^5 \text{ MPa}$
Poids volumique :	$\gamma = 78,5 \text{ KN/ m}^3$
Coefficient de poisson :	$\nu = 0,3$

I.6.2. Béton armé :

I.6.2.1. Béton :

A. Composition de béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (gravier et sable) et l'eau.

La composition courante de 1m^3 de béton est :

- 350kg de ciment CPA 325.
- 400L de sable $D_g \leq 5\text{mm}$.
- 800L de gravillons $5\text{mm} \leq D_g \leq 25\text{mm}$.
- 175L d'eau de gâchage.

Pour sa mise en œuvre le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.

- Une bonne tenue dans le temps (durabilité).

B. Résistance du béton (BAEL91/99) :

- **Résistance du béton à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression « j » jours, généralement à 28 jours.

Cette valeur est déterminée par des essais par des éprouvettes cylindriques normalisées de 200cm² de section et de 32cm d'hauteur.

$$J \leq 28 \text{ jours} \quad \longrightarrow \quad f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$$

$$J = 28 \text{ jours} \quad \longrightarrow \quad f_{cj} = f_{c28}$$

$$J > 28 \text{ jours} \quad \longrightarrow \quad f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour notre étude, on prend :

$f_{c28} = 25 \text{MPa}$

- **Résistance du béton à la traction :**

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais, on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
- Traction par fendage en écrasant les cylindres précédents placés horizontalement entre les plateaux d'une presse (**essai Brésilien**)
- Traction par flexion ; ce test est réalisé à l'aide d'une éprouvette prismatique, de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur 2 appuis horizontaux soumise à la flexion.

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{c28} (\text{MPa})$$

on adopte :

$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

C. Module de déformation longitudinale :

ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinale », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

- **Module d'élasticité instantanée « Eb_{ij} » :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet à défaut de mesures directes, qu'à l'âge de jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton Eb_{ij} est défini par la relation :

$$Eb_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}, Eb_{ij} : \text{en MPa}).$$

- **Module d'élasticité différée « Eb_{vj} » :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

La déformation totale du béton sous charge de longue durée est donc triple de la déformation instantanée sous même contrainte.

Le module de déformations longitudinales différées E_{b,v_j} est donné par la relation :

$$E_{b,v_j} = 3700 (f_{c_j})^{1/3}$$

Pour notre cas :

$$F_{c_j} = f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$E_{b_{128}} = 32164.20 \text{ MPa.}$$

$$E_{b_{v28}} = 10818.87 \text{ MPa.}$$

D. coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson représente la variation de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$v = \frac{(\Delta l/l)}{(\Delta L/L)}$$

E.L.U : $v=0$ calcul des sollicitations (béton fissuré)

E.L.S : $v=0.2$ calcul des déformations (béton non fissuré)

E. Poids volumique :

On adopte la valeur $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

F. les contraintes limites de calcul :

- **Contrainte à l'Etat limite ultime (ELU) :**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au de la de laquelle il ya ruine de l'ouvrage, dans ce cas la contrainte est définie par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b=1.5$ pour les situations durables

$\gamma_b=1.15$ pour les situations accidentelles

θ = coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considéré.

Si ($t > 24h$) ~~$\theta=1$~~ →

Si ($1h < t < 24h$) ~~$\theta=0,9$~~ .

Si ($t < 1h$) ~~$\theta=0,85$~~ .

Et t = durée d'application de l'action considérée en heures.

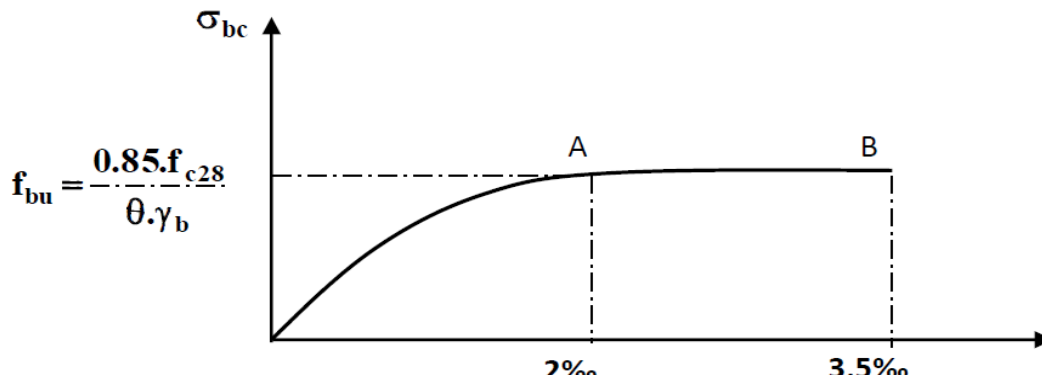


Figure I.5 : Diagramme contraintes -Déformations du béton à ELU

• **contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue, on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures
- L'état limite de service de déformation

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$.

$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

I.6.2.2.Aciers de ferrailage :

A fin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Barres à haute adhérence (H.A) avec une nuance E28
- Treillis soudés (T.S) : de diamètre 6mm pour les dalles.

Tableau I.1 :Les nuances d'acier utilisées en béton armé

Type	Designation	Limiteélastique(MPa)	Allongement(%)
Barre à HA	FeE 500	500	12
Trillissoudés (T.S)	FeE 500	500	8

• **Module d'élasticité des aciers :**

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale

Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$E_s = 2,0 \times 10^5 \text{ MPa}$.

- Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

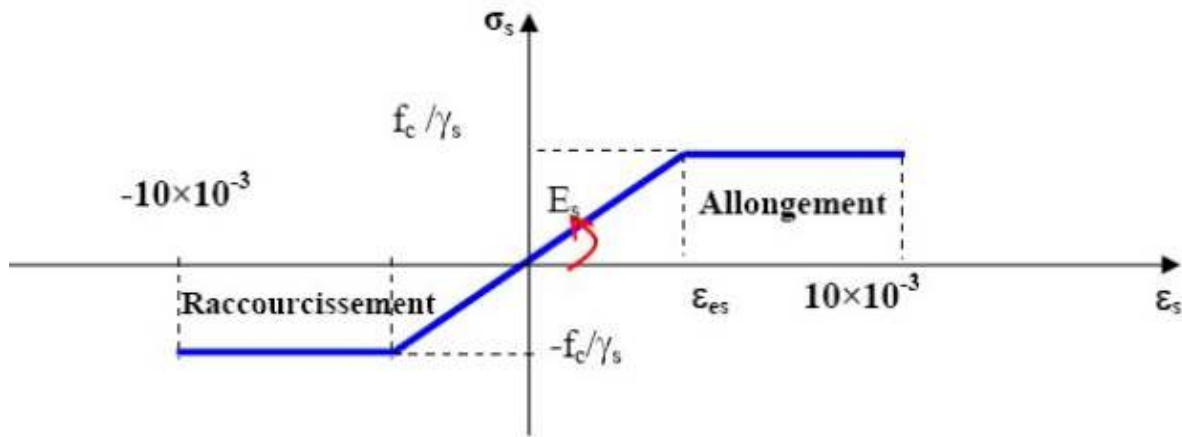


Figure I.6 : Diagramme contraintes déformations de calcul de l'acier à l'ELU

Avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ϵ_s : déformation (allongement) relative de l'acier $\epsilon_s = \Delta L/L$.

$$\epsilon_{es} = f_e / E_s \gamma_s$$

σ_s : contrainte de l'acier : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{cas des situations durables ou transitoires} \\ 1.0 & \text{cas des situations accidentelles.} \end{cases}$$

- contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriés :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\delta_s = \left\{ \frac{2}{3f_e}; \max (0.5f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right\}$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \inf (0.5f_e; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}})$

avec :

η : coefficient de fissuration . $\left. \begin{matrix} \eta = 1 & \text{(Pour les ronds lisses)} \\ \eta = 1.6 & \text{(Pour les barres de H.A)} \end{matrix} \right\}$

• le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport : $n = E_s / E_b = 15$

n : coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation de béton.

I.7. Evaluation de charges

I.7.1 Charges permanentes :

• **Plancher collaborant :**

- dalle en béton (e = 12cm) $\longrightarrow 0,12 * 25 = 3 \text{ KN/m}^2$
- faux plafond $\longrightarrow 0,1 \text{ KN/m}^2$
- Tôle HIBOND (55.750) $\longrightarrow 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Isolation thermique (e = 4cm) $0,04 * 4 = 0,16 \text{ KN/m}^2$
- Séparation (Panneaux Sandwich 80) $0,136 \text{ KN/m}^2$
- Equipement $\longrightarrow 0,3 \text{ KN/m}^2$

Poids surfacique du plancher courant = 3,85 KN/m²

• **Dalle pleine :**

- Carrelage (e = 2cm) $\longrightarrow 0,02 * 20 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose (e = 2cm) $\longrightarrow 0,02 * 20 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
- Lit de sable (e = 2cm) $\longrightarrow 0,02 * 18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
- Dalle pleine (e = 15cm) $\longrightarrow 0,15 * 25 = 3,75 \text{ KN/m}^2$
- Enduit au plate (e = 2cm) $\longrightarrow 0,02 * 12 = 0,24 \text{ KN/m}^2$

Poids surfacique du plancher courant = $\sum G = 5,15 \text{ KN/m}^2$

I.7.2. Charges d'exploitation :

Selon les valeurs nominales de quelques charges d'exploitation couramment utilisées dans le bâtiment (D.T.U charges permanentes et d'exploitation) on a :

- Commerce $\longrightarrow Q = 5,00 \text{ KN/m}^2$
- Des bureaux $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$
- Escalier $\longrightarrow Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

II. Introduction

Le pré dimensionnement est une étape importante pour la suite des calculs de tous types de structure, il sert à déterminer les dimensions des éléments résistants sous l'effet des sollicitations verticales dues aux charges permanentes et charges d'exploitations, il est basé 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.

II.1.Toiture

II.1.1.Les pannes :

Les pannes sont des poutres réalisées soit en profilé formé à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilé formé à froid en (Z), (U) ou (Σ), elles sont destinées à supporter la couverture, elles servent à transmettre les charges et les surcharges qui s'appliquent sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme.

Ces éléments sont disposés parallèlement à la ligne de faitage, elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, les charges d'exploitation et les charges climatiques.

Dans notre cas d'étude les pannes reposent sur les traverses, et elles sont calculées sous l'effet des charges permanentes et d'exploitations.

II.1.1.1.Données du calcul :

On étudie la panne la plus sollicitée qui est la panne intermédiaire de portée $L=6\text{m}$, incliné d'un angle $\alpha=14^\circ$.

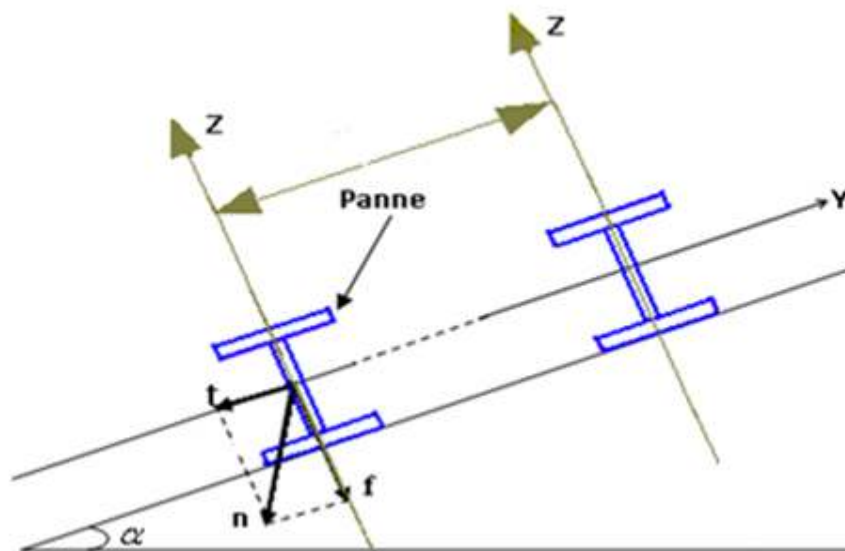


Figure II.1 : Disposition de la panne sur le versant

• **Détermination de l'espacement entre les pannes :**

Calcul la longueur L :

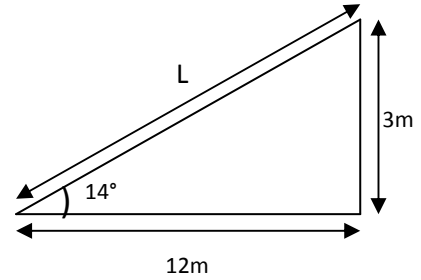
$$\cos(14) = \frac{12}{L} ; \text{ donc : } L = 12,4 \text{ m}$$

Calcul le nombre des pannes :

$$e = \frac{L + 0,5}{n - 1} \leq 2 \text{ m}$$

$$n \geq \frac{L - 0,5}{2} + 1 \rightarrow n \geq 6,95$$

$$\boxed{N^{\text{bre}} = 10 \text{ pannes}}$$



Calcul l'espacement :

$$\boxed{e = 1,3\text{m}} \frac{- 0,5}{n - 1} = 1,3$$

II.1.1.2. Détermination des sollicitations :

II.1.1.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

A. Les charges permanentes (G) :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs[C5-80]).....11,86kg/m².
- Poids propre d'accessoire d'attache.....2kg/m².
- Poids propre de la panne est estimé (IPE120).....10,4 kg/m.

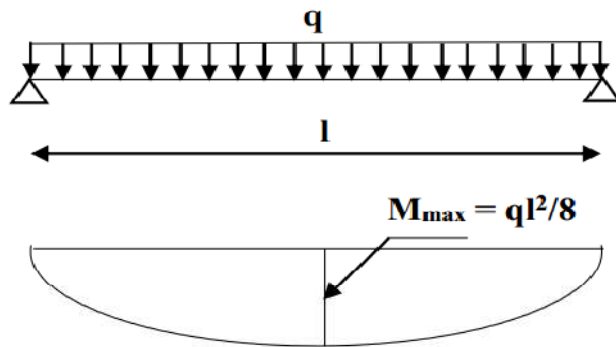


Figure II.2 : Schéma statique de la panne sous la charge permanente

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) * e + P_{\text{panne}}$$

$$G = (0,1186 + 0,02) * 1,3 + 0,104$$

$$\boxed{G = 0,28\text{kN/m}}$$

B. Surcharges d'entretien (P) :

Dans le cas des toitures inaccessibles, nous avons considéré uniquement une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant, qui sont modélisés comme deux charges concentrées de 100Kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne. (D'après le DTR BC 2.2).

Afin d'unifier l'expression de la flèche on cherche la charge uniformément répartie équivalente (P_{eq}) due au surcharge d'entretien est obtenue en égalisant le moment

maximal au moment maximal du aux charges ponctuelles (P).

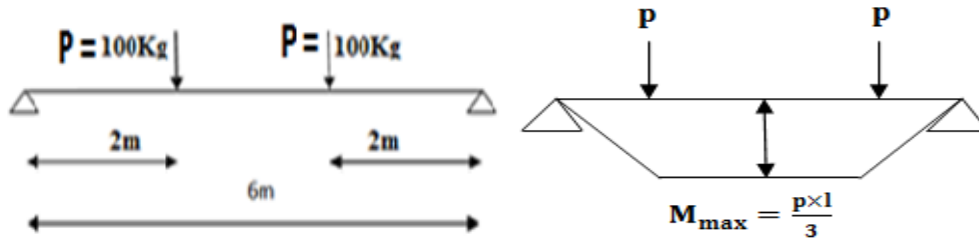


Figure II.3 : Schéma statique de la panne sous charge d'entretien

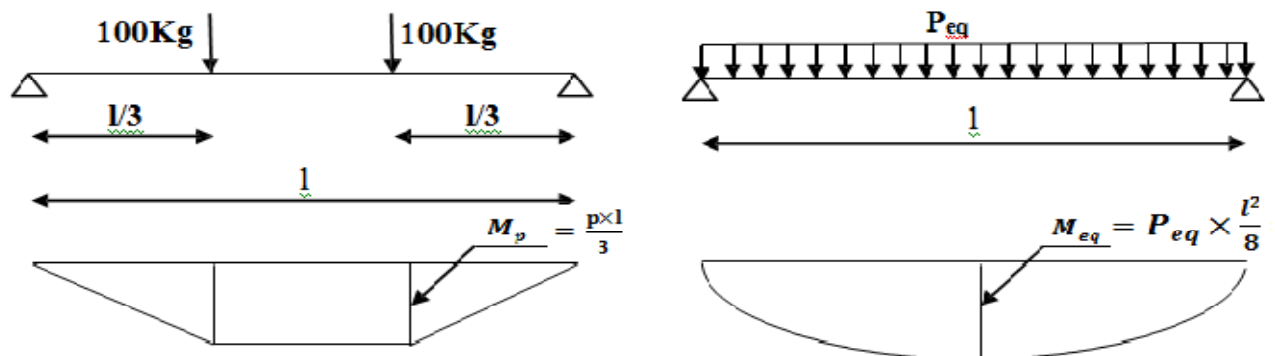


Figure II.5 : Schéma statique de la poutre équivalente

$$M_{\max} = \frac{Pl}{3} = \frac{Pl^2}{8} \Rightarrow P_{eq} = \frac{8 \times P}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6}$$

$$P_{eq} = 0,44 \text{ kN/m}$$

C. Le pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement des pannes on utilise la condition de la flèche $f_{\max} \leq f_{\text{admissible}}$.

$$q_{ser} = G + P = 0,28 + 0,44 = 0,72 \text{ kN / m}$$

$$\frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} \cdot L^4}{E \cdot I_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} \cdot l^3 \cdot 200}{E} = \frac{5 \times 0,72 \times 6000^3 \times 200}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 192,86 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Donc on prend IPE120

Tableau II.1 : Dimension Caractéristique mécanique du profilé IPE 120

Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
IPE 120	10,4	1320	120	64	6,3	4,4
	Caractéristiques					
	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	W _{pl-y} (mm ³) ×10 ³	W _{pl-z} (mm ³) ×10 ³	i _y (mm) ×10	i _z (mm) ×10

	317,8	27,67	60,73	13,58	4,9	1,45
--	-------	-------	-------	-------	-----	------

II.1.1.3. Les vérifications de la panne :

Pour toutes les vérifications on doit d'abord classer le profilé choisit.

❖ Classification du profilé :

- La classe de l'âme [Annexe B]

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\frac{h - (2 \cdot t_f) - (2 \cdot r)}{t_w} = \frac{120 - (2 \times 6,3) - (2 \times 7)}{4,4} = 21,23 \leq 66,24$$

Donc l'âme est de **classe 1**.

- La classe de la semelle [Annexe B]

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \cdot \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\frac{(b/2)}{t_f} = \frac{32}{6,3} = 5,08 \leq 9,2$$

Donc la semelle est de **classe 1**.

Alors le profilé **IPE120** est de **classe 1**.

A. La flexion bi axiale :

$$\left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Pour les sections **I** et **H** on prend $\alpha = 2$ et $\beta = 1$.

Axe de flexion y-y :

$$M_{y,Sd} = \frac{q_{ser} \cdot l_y^2}{8} = \frac{0,72 \times \cos(14) \times 6^2}{8} = 3,14 kN.m$$

Axe de flexion z-z:

$$M_{z,Sd} = \frac{q_{ser} \cdot l_z^2}{8} = \frac{0,72 \times \sin(14) \times 3^2}{8} = 0,20 kN.m$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{60,73 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 15,18 kN.m$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{13,58 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 3,4 kN.m$$

$$\left[\frac{3,14}{15,18}\right]^2 + \left[\frac{0,20}{3,4}\right]^1 = 0,10 \leq 1 \text{ La condition est vérifiée.}$$

B. L'effort tranchant :

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

$$V_{Sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{0,70 \times 6}{2} = 2,1 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{631 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 100,18 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,02 = 2\%$.

Remarque : "r" est le rapport entre la valeur maximale et la valeur admissible, il montre le pourcentage de participation de l'élément dans la résistance de l'ensemble.

$$V_{Sd} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 50,09 \text{ kN (pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant).}$$

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. **(5-4-7 EC3).**

C. Déversement :

$$M_{Sd} \leq M_{b,Rd}; \text{ IPE 120 de classe 1 (} C_1=1,132 ; \beta_w=1)$$

$$M_{Sd} = 3,14 \text{ kN}$$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{\left(\frac{6000}{14,5}\right)}{\sqrt{1,132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{(6000/14,5)}{(120/6,3)}\right)^2\right]^{0,25}} = 174,64$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{\lambda_{LT}}{93,91 \cdot \varepsilon} = \frac{174,64}{86,40} = 2,02 \geq 0,4 \text{ donc on a un risque du déversement.}$$

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

$\alpha_{LT} = 0,21$ pour les profilés laminés.

$$\phi_{LT} = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (2,02 - 0,2) + 2,02^2) = 2,73$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{(\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)}} = \frac{1}{2,73 + \sqrt{(2,73^2 - 2,02^2)}} = 0,22$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{b,Rd} = 0,22 \times 1 \times 60,73 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1} \times 10^{-6} = 3,34 \text{ kN.m}$$

la condition est vérifiée avec $r=0,94=94\%$.

D. La rigidité:

$$f_{max} \leq f_{admissible}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser}.l^4}{E.I_y} = \frac{5 \times 0,72 \times 6000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 317,8 \times 10^4} = 18,21 \text{ mm}$$

$$f_{admissible} = \frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm}$$

La condition est vérifiée avec $r=0,61=61\%$.

II.1.2. Les liernes :

Les liernes sont des tirants, elles sont généralement formées des barres rondes ou des petites cornières, elles sont situées à mi- portée des pannes afin de réduire les longueurs de ces dernières et donc on évite leurs déformations latérales.

II.1.2.1. Calcul les liernes (l'effort maximal revenant aux liernes) :

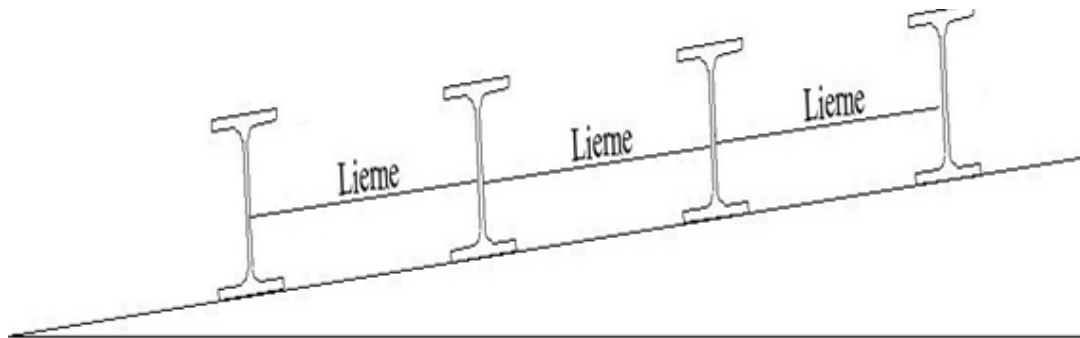


Figure II.6 : Coupe transversale des liernes

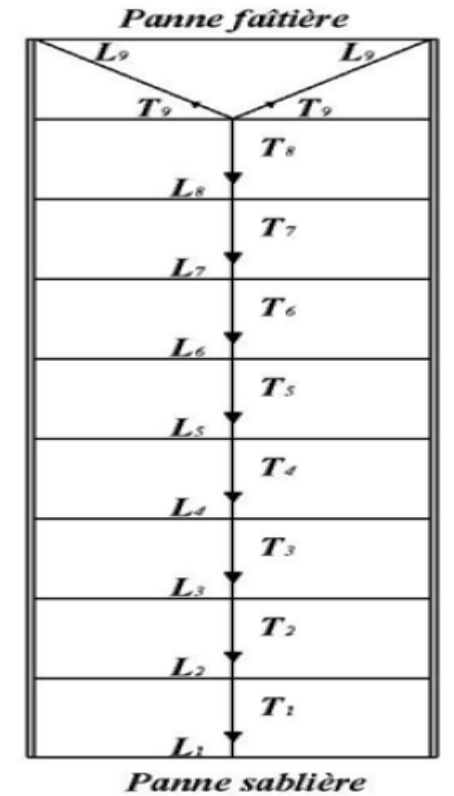


Figure II.7 : Les efforts de traction dans les liernes

La réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1,25Q_y \times \frac{l}{2}$$

$$Q_y = q_u \cdot \sin(14) = 1,35 \times 0,28 \times \sin(14) = 0,09 \text{ kN/m}$$

$$R = 1,25 \times 0,09 \times \frac{6}{2} = 0,34 \text{ kN}$$

L'effort de traction dans le tronçon de lierne L₁ provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{0,34}{2} = 0,17 \text{ kN}$$

L'effort dans le tronçon L₂: $T_2 = R + T_1 = 0,34 + 0,17 = 0,51 \text{ kN}$

L'effort dans le tronçon L₃: $T_3 = R + T_2 = 0,34 + 0,51 = 0,85 \text{ kN}$

L'effort dans le tronçon L₄: $T_4 = R + T_3 = 0,34 + 0,85 = 1,19 \text{ kN}$

L'effort dans le tronçon L₅: $T_5 = R + T_4 = 0,34 + 1,19 = 1,53 \text{ kN}$

L'effort dans le tronçon L₆: $T_6 = R + T_5 = 0,34 + 1,53 = 1,87 \text{ kN}$

L'effort dans le tronçon L₇: $T_7 = R + T_6 = 0,34 + 1,87 = 2,21 \text{ kN}$

L'effort dans le tronçon L₈: $T_8 = R + T_7 = 0,34 + 2,21 = 2,55 \text{ kN}$

L'effort dans les diagonales L₉: $2.T_9 \cdot \sin(\theta) = T_8$

$$\theta = \arctg\left(\frac{1,3}{3}\right) = 23,43^\circ \quad T_9 = \frac{T_8}{2 \sin(\theta)} = \frac{2,55}{2 \times \sin(23,43)} = 3,21 \text{ kN}$$

II.1.2.2. Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L_9 .

L'élément tendu $N_{Sd} \leq N_{pl,Rd}$

$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$ Résistance plastique de la section brute.

$$N_{Sd} = T_9 \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{T_9 \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{3,21 \times 1,1}{275 \times 10^{-3}} = 12,84 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \frac{\Pi \cdot \Phi^2}{4} \Rightarrow \Phi = \sqrt{\frac{12,84 \times 4}{\Pi}} = 4,04 \text{ mm}$$

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité on opte pour une barre ronde de diamètre $\Phi=10\text{mm}$.

II.1.3.L'échantignolle :

L'échantignolle est un dispositif de fixation qui a le rôle de maintenir les pannes sur les fermes ou les traverses de portiques. Son dimensionnement fait en flexion sous l'effet de l'effort de soulèvement du vent.

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante : $2 (b/2) \leq t \leq 3 (b/2)$.

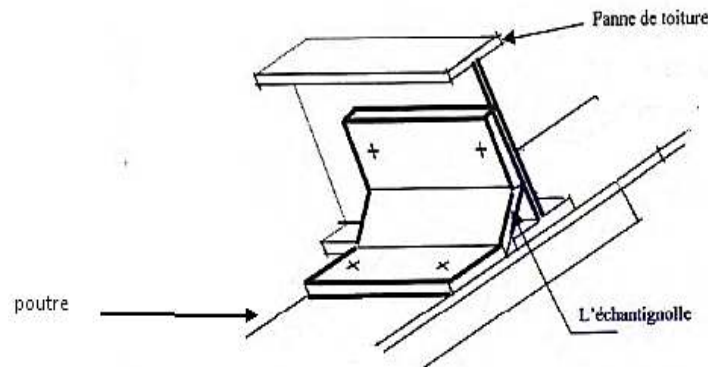


Figure II.8 : Vue en 3D de l'échantignolle

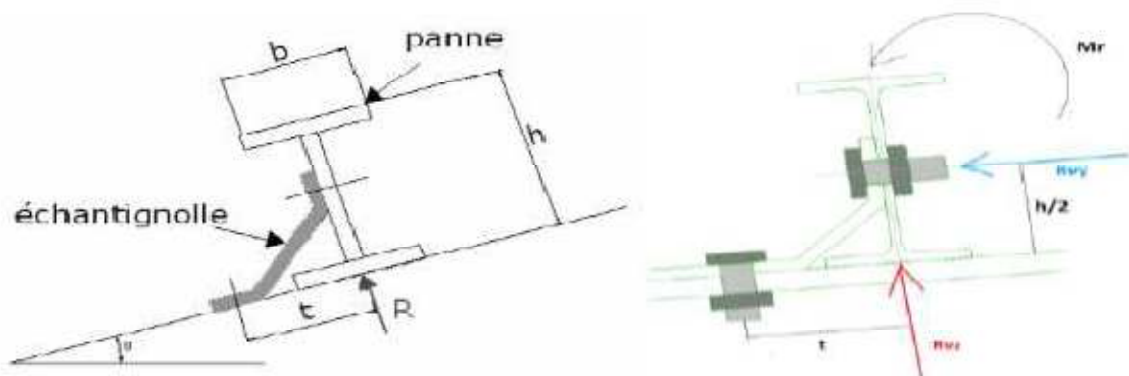


Figure II.9 : Coupe transversale de l'échantignolle et les efforts sollicitant

Les pannes sont des IPE 120 avec : $b = 64 \text{ mm}$ et $h = 120 \text{ mm}$
 $64 \text{ mm} \leq t \leq 96 \text{ mm}$, on adopte $t = 9,5 \text{ cm}$

II.1.3.1.Détermination des sollicitations :

A. Combinaison du calcul :

- Sous la combinaison la plus défavorable : $Q_{y,Sd} = 1,35G \cdot \sin(\alpha) = 1,35 \times 0,28 \times \sin(14)$
 $Q_{y,Sd} = 0,09 \text{ kN/m}$.

B. Calcul des réactions :

L'effort R revenant à l'échantignolle n'est rien que la réaction d'appui des pannes. On prendra l'effort maximal correspondant à l'échantignolle intermédiaire (et non l'échantignolle de rive).

$$R_y = \left(\frac{Q_{y,Sd} \cdot l}{2} \right) \cdot 2 = \left(\frac{0,09 \times 6}{2} \right) \times 2 = 0,54 \text{ kN}$$

C. Calcul du moment de renversement:

L'effort R risque de provoquer le pliage de l'échantignolle. Pour prévenir ce risque, il faut vérifier que le moment de renversement M_R ne dépasse pas le moment de pliage.

$$M_R \leq M_{\text{pliage}}$$

$$M_R = R \times t = 0,68 \times 0,095 = 0,06 \text{ kN.m}$$

M_{pliage} est le moment résistant au pliage de l'échantignolle. Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins de **classe 3**.

$$M_{\text{pliage}} = \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq M_R \Rightarrow W_{el,y} \geq \frac{M_R \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{0,06 \times 10^6 \times 1,1}{275} = 0,240 \text{ cm}^3$$

Pour une section rectangulaire: $W_{el} = \frac{b \cdot e^2}{6} \Rightarrow e = \sqrt{\frac{6W_{el}}{b}}$

Remarque : la largeur de l'échantignolle (b) est prise après avoir dimensionné la traverse. Pour notre cas on prend $b=15 \text{ cm}$.

$$\text{Donc : } e = \sqrt{\frac{2 \times 0,24}{15}} \Rightarrow e = 5 \text{ mm}$$

II.1.4.La traverse :

La traverse est une poutre constituée généralement de profilé laminé en I, elle sert à supporter les charges et les surcharges appliquées sur la couverture et les pannes (sablière, intermédiaire, faîtière), elle est sollicitée à la flexion composée.

Pour notre cas on a pré dimensionné la traverse sous l'effet de le poids propre (charge permanente) et la surcharge d'entretien qui ont été déterminée à travers le logiciel (ROBOT).

II.1.4.1.Détermination des sollicitations :

II.1.4.1.1.Evaluation des charges et surcharge :

A. La charge permanente :

$$G_{pannes} = \frac{(G_{panne} \cdot 6) \cdot 10}{l_{traverse}} = \frac{(0,104 \times 6) \times 10}{12,4} = 0,50 \text{ kN/m}$$

$$G_{couverture} = (G_{acc} + G_{C5-80}) \cdot l = (0,02 + 0,1186) \times 6 = 0,83 \text{ kN/m}$$

$$G_{total} = G_{pannes} + G_{couverture} = 0,50 + 0,83 = 1,33 \text{ kN/m}$$

B. Surcharge d'entretien (P)

C'est la charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant, elle est présentée par deux charges concentrées de 100Kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne. (D'après le DTR BC 2.2).

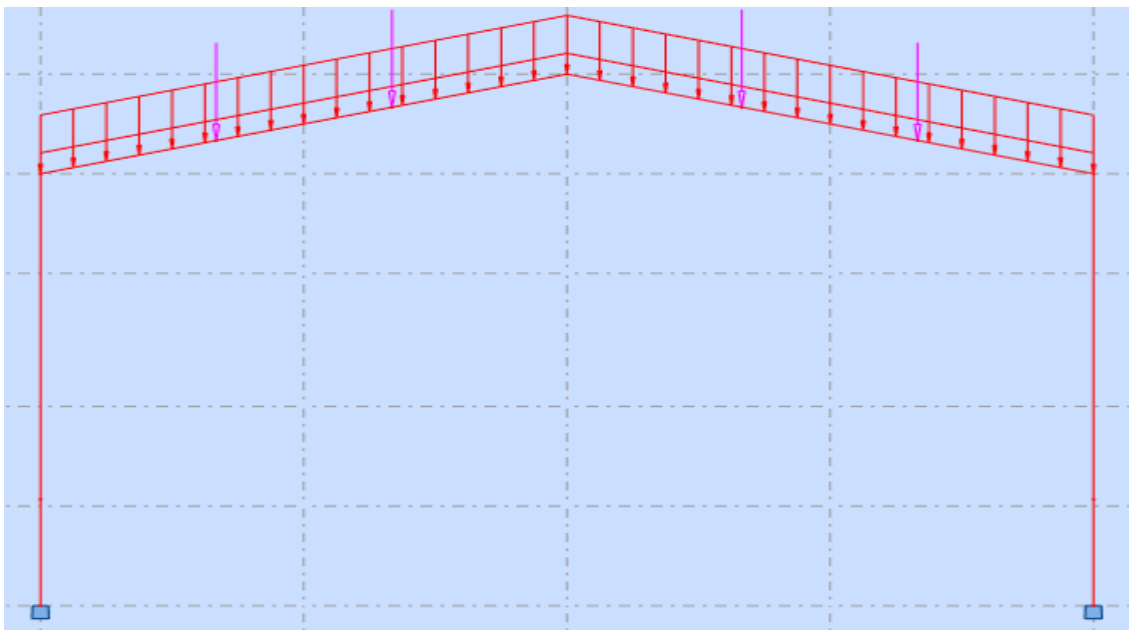


Figure II.10 : Chargement d'un portique

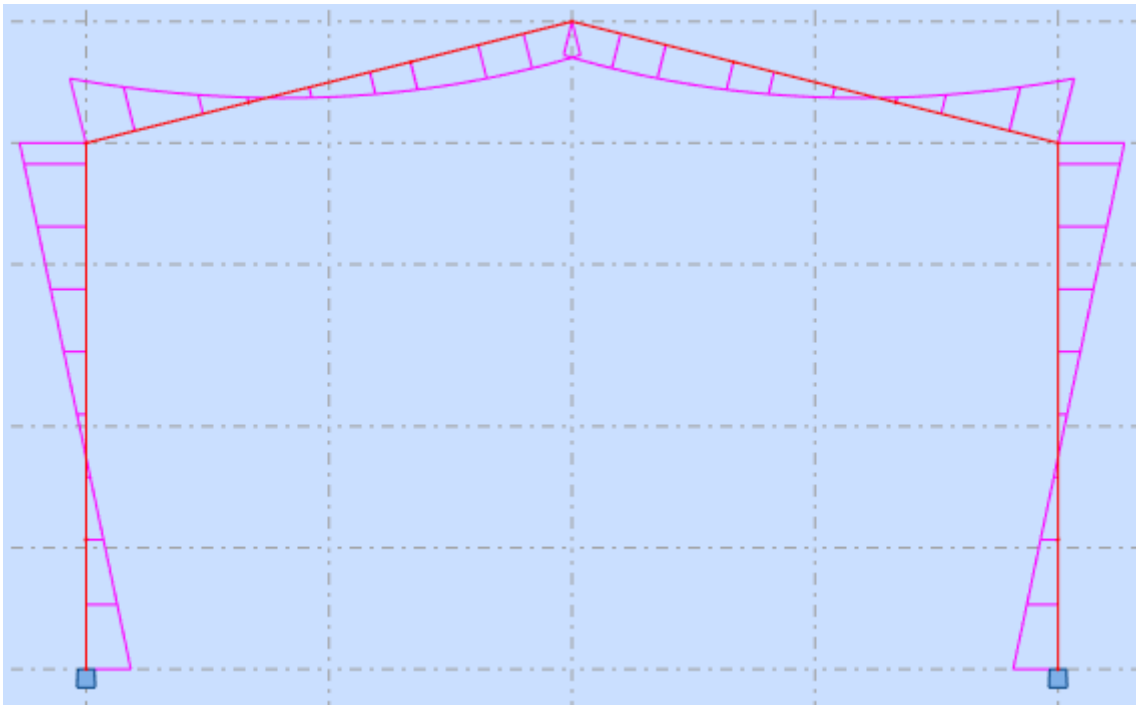


Figure II.11 : Diagramme des moments

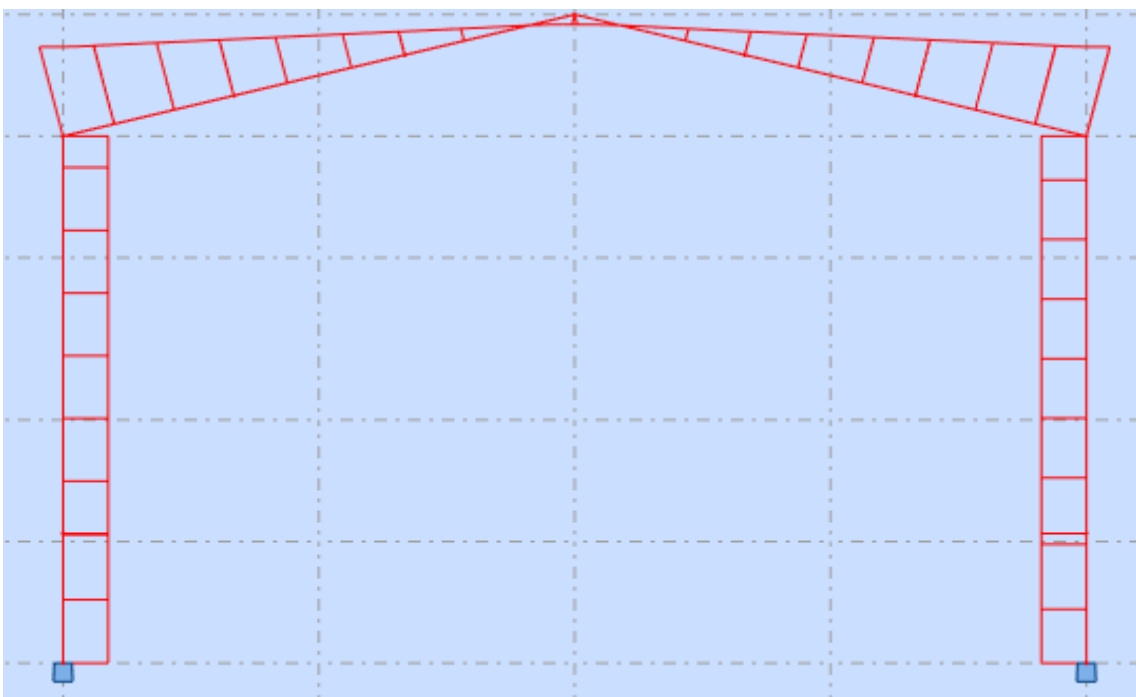


Figure II.12 : Diagramme des forces

On obtient :

- $M_{ySd} = 101,63 \text{ kN.m}$
- $V_{Sd} = 27,76 \text{ kN}$
- $f_{\max} = 4,2 \text{ cm}$

C. Pré dimensionnement de la traverse :

La condition de résistance : $M_{y,Sd} \leq M_{pl,Rd}$

$$M_{y,Sd} \leq \frac{W_{ply,Rd} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow W_{ply,Rd} \geq \frac{M_{y,Sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{182,97 \times 1}{275} \times 10^6 = 665,3 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Conclusion :

Donc on prend pour les traverses des profilés en **IPE500** car les IPE inférieures à ce dernier ne vérifient pas .

Tableau II.2 : Dimension caractéristique mécanique du profilé IPE 500

Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	B (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
IPE 500	90,7	11600	500	200	16	10,2
	Caractéristiques					
	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	W _{pl-y} (mm ³) ×10 ³	W _{pl-z} (mm) ×10 ³	i _y (mm) ×10	i _z (mm) ×10
	48200	2142	2194	335,9	20,43	43,1

II.1.4.2. Les vérifications de la traverse :

Pour toute les vérifications on doit d'abord classer le profilé choisit.

❖ **Classification du profilé :**

- La classe de l'âme

$$\frac{500 - (2 \times 16) - (2 \times 21)}{10,2} = 41,76 \leq 66,24$$

Donc l'âme est de **classe 1**.

- La classe de la semelle

$$\frac{100}{16} = 6,25 \leq 9,2$$

Donc la semelle est de **classe 1**.

Alors le profilé **IPE500** est de **classe 1**.

A. La flexion :

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

$$M_{y,Sd} = 101,63 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{2194 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 548,5 \text{ kN.m}$$

La condition est vérifiée avec un **r = 0,19 = 19%**.

B. L'effort tranchant :

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

$$V_{Sd} = 27,76kN$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{5987 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 950,56 kN \text{ La condition est vérifiée (r = 0,03=3\%)}$$

$$27,76kN \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 244,59kN \text{ (pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant).}$$

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. **(5-4-7 EC3).**

C. Le déversement :

$$M_{Sd} \leq M_{b,Rd} ; \text{ IPE 500 de classe 1 (C}_1=1,132 ; \beta_w=1)$$

$$M_{Sd} = 106,63kN.m$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\left(\frac{12400}{43,1}\right)}{\sqrt{1,132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{(12400/43,1)}{(500/16)}\right)^2\right]^{0,25}} = 178,74$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{178,74}{86,40} = 2,07 \geq 0,4 \text{ donc il ya risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21 \times (2,07 - 0,2) + 2,07^2] = 2,84$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,84 + \sqrt{(2,84^2 - 2,07^2)}} = 0,21$$

$$M_{b,Rd} = 0,21 \times 1 \times 2194 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1} \times 10^{-6} = 115,19kN.m$$

La condition est vérifiée avec **r=0,88=88%**

D. La rigidité :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = 4,2cm$$

$$f_{admissible} = \frac{1240}{200} = 6,2cm$$

La condition est vérifiée avec **r=0,68=68%**

II.2.Les lisses de bardage

Les lisses sont constituées des poutrelles (IPE ; UPN) ou des profilés minces formées à froid disposées horizontalement, elles sont destinées à reprendre les efforts du vent sur les bardages et les transmettent directement aux potelets ou les poteaux du portique.

Elles sont calculées à la flexion déviée, pour notre cas on les a pré dimensionné sous l'effet de leurs poids propre.

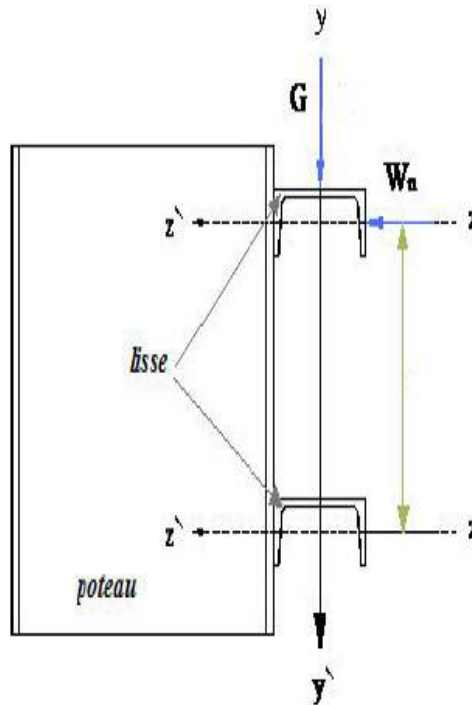


Figure II.13 : Disposition de la lisse de bardage

Pour les lisses de bardage on a pris un entraxe égal à 1,4 m.

II.2.1. Détermination des sollicitations :

A. Les charges permanentes :

- Poids propre de panneau de bardage [B60]..... 11,42kg/m².
- Poids propre d'accessoire d'attache..... 2kg/m².
- Poids propre de la lisse est estimé [UPN120]..... 13,4 kg/m.

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) \cdot e + P_{\text{lisse}}$$

$$G = (0,1142 + 0,02) \times 1,4 + 0,134$$

$$G = 0,32 \text{ kN/m}$$

B. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement des lisses on utilise la condition de la flèche

$$f_{\text{max}} \leq f_{\text{admissible}}$$

Avec :

$$q_{\text{ser}} = G = 0,32 \text{ kN/m}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 0,32 \times 6000^3 \times 200}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 85,71 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Donc on prend **UPN80**

Tableau II.3 : Dimension Caractéristique mécanique du profilé UPN80

Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G	A	h	B	t _f	t _w

	(kg/ml)	(mm ²)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
UPN 80	8,65	1102	80	45	8	6
	Caractéristiques					
	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	W _{pl-y} (mm ³) ×10 ³	W _{pl-z} (mm) ×10 ³	i _y (mm) ×10	i _z (mm) ×10
	106	19,4	32,3	11,9	3,1	1,33

II.2.2. Les vérifications de la lisse de bardage :

Pour toutes les vérifications on doit d'abord classer le profilé choisi.

❖ Classification du profilé :

- La classe de l'âme

$$\frac{80 - (2 \times 8) - (2 \times 8)}{6} = 8 \leq 66,24$$

Donc l'âme est de **classe 1**.

- La classe de la semelle

$$\frac{22,5}{8} = 2,81 \leq 9,2$$

Donc la semelle est de **classe 1**.

Alors le profilé **UPN 80** est de **classe 1**.

A. La flexion :

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

$$M_{y,Sd} = \frac{0,32 \times 6^2}{8} = 1,44 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{32,3 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 8,08 \text{ kN.m}$$

La condition est vérifiée avec un **r = 0,16 = 16%**.

B. L'effort tranchant :

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

$$V_{Sd} = \frac{0,43 \times 6}{2} = 1,29 \text{ kN}$$

$V_{pl,Rd} = \frac{490 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 77,8 \text{ kN}$ La condition est vérifiée (**r = 0,02 = 2%**)

$1,29 \text{ kN} \leq 0,5 \times 77,8 = 38,9 \text{ kN}$ (pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant).

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. **(5-4-7 EC3)**.

C. Le déversement:

$M_{Sd} \leq M_{b,Rd}$; UPN80 de classe 1 ($C_1=1,132$; $\beta_w=1$)

$$\lambda_{LT} = \frac{\left(\frac{6000}{13,3}\right)}{\sqrt{1,132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{6000/13,3}{80/8}\right)^2\right]^{0,25}} = 133,17$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{133,17}{86,40} = 1,54$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (1,54 - 0,2) + 1,54^2) = 1,83$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,83 + (\sqrt{1,83^2 + 1,54^2})} = 0,35$$

$$M_{b,Rd} = 0,35 \times 1 \times 32,3 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1} \times 10^{-6} = 2,83 \text{ kN.m}$$

la condition est vérifiée avec $r=0,51=51\%$.

D. La rigidité :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 0,32 \times 6000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 106 \times 10^4} = 24,26 \text{ mm}$$

$$f_{admissible} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm}$$

la condition est vérifiée avec $r=0,81=81\%$.

II.3. Le plancher collaborant

Un plancher collaborant est une nouvelle technologie qui convient à tous types d'ouvrages (industriels, administratifs, commerciaux et usage public).

Ce type de plancher est obtenu par la collaboration des tôles nervurées en acier qui jouent le rôle d'un coffrage perdu et le béton, toute en assurant l'adhérence entre ces deux matériaux de construction par l'ajout des connecteurs qui servent à garantir une bonne liaison et permettent au plancher de travailler comme une poutre mixte.

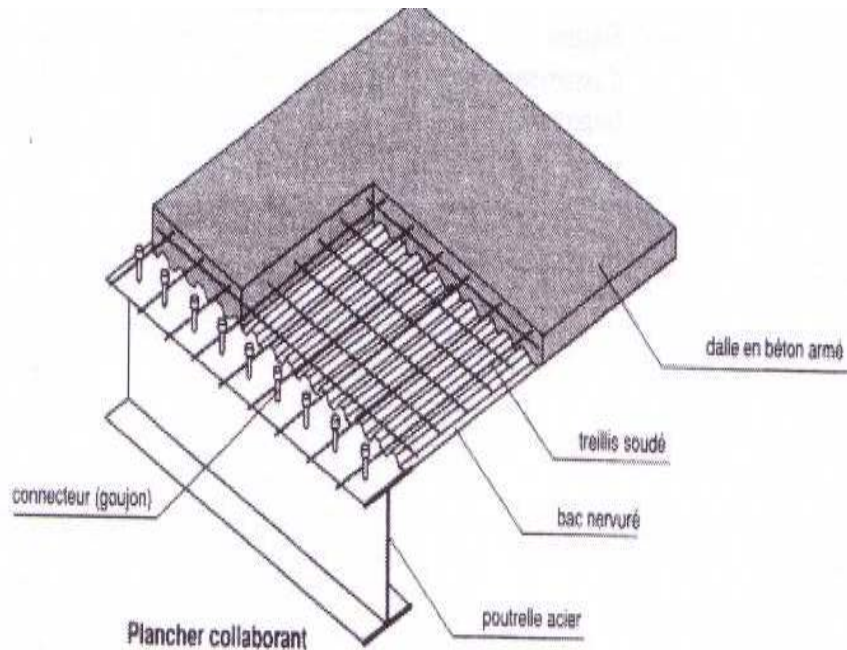


Figure II.14 : Représentatif du plancher collaborant

II.3.1. Etude du plancher collaborant :

L'étude de la dalle collaborant se fait en deux phases :

- **La phase de construction :**
Comme le béton est frais donc l'acier travaille seul.
- **La phase finale :**
Le béton ayant durci, la section mixte (profilé et la dalle en béton) travaillant ensemble.
Avec une largeur de la dalle calculé par suivantes :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \cdot l_0}{8} \\ b \end{array} \right.$$

Avec : l_0 : largeur de la poutre simplement appuyée
 b : entraxe des poutres

➤ Les connecteurs :

Les connecteurs sont des éléments en acier qui servent à assurer la liaison entre les éléments de plancher collaborant, ils sont fixés sur les poutres métalliques et enrobés par la dalle en béton. Ces éléments servent à résister au cisaillement horizontal.

Dans notre cas, on utilise des goujons à tête, qui sont assemblés par soudage.

Les caractéristiques des goujons :

Hauteur: $h = 95 \text{ mm}$

Diamètre: $d = 19 \text{ mm}$

Résistance caractéristique du connecteur: $f_u = 450 \text{ MPa}$

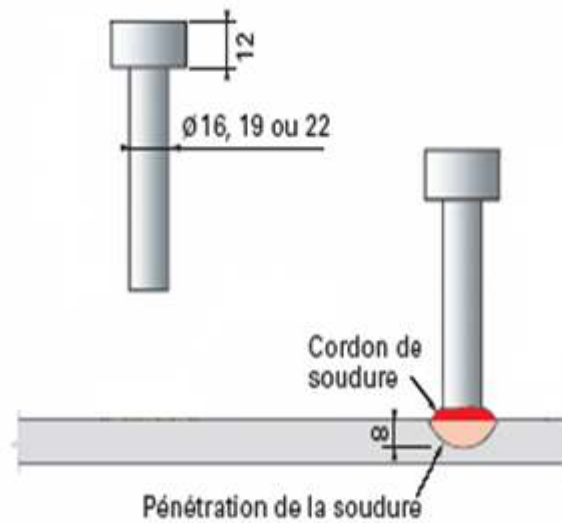


Figure II.15 : Représentatif des goujons

II.3.2. Plancher courant :

II.3.2.1. Pré dimensionnement des solives :

Les solives sont des poutrelles en profilé généralement en (IPE, IPN) qui travaillent en flexion simple, leur espacement est compris entre 1,5 et 4m selon le type de bac d'acier. Dans notre cas on a une portée très importante donc on place des étaielements à mi-travée, et on opte un espacement entre les solives $e = 2\text{m}$.

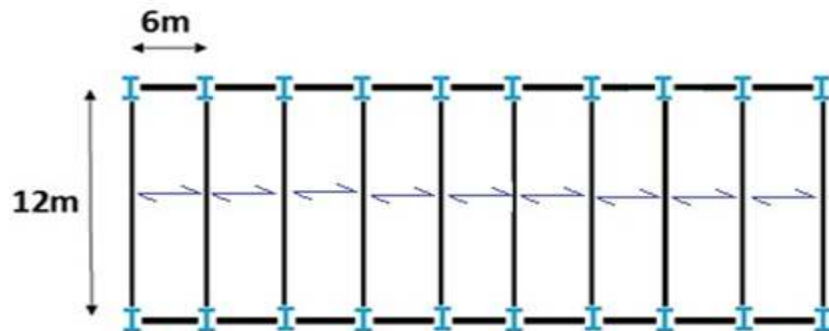


Figure II.16 : Le sens des solives

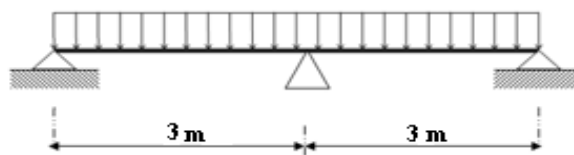


Figure II.17 : Schéma statique de la solive

On a : $\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$ avec $L_{solive} = 6m$

Donc : $240mm \leq h \leq 400mm$

- On choisit pour les solives des profilés en **IPE270**

Tableau II.4 : Dimension caractéristique mécanique du profilé IPE270

Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	H (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
IPE 270	36,1	4590	270	135	10,2	6,6
	Caractéristiques					
	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	W _{pl-y} (mm ³) ×10 ³	W _{pl-z} (mm) ×10 ³	i _y (mm) ×10	i _z (mm) ×10
	5790	419,9	428,9	96,95	11,23	3,02

❖ **Classification du profilé :**

- La classe de l'âme

$$\frac{270 - (2 \times 10,2) - (2 \times 15)}{6,6} = 33,27 \leq 66,24$$

Donc l'âme est de **classe 1**.

- La classe de la semelle

$$\frac{67,5}{10,2} = 6,62 \leq 9,2$$

Donc la semelle est de **classe 1**.

Alors le profilé **IPE 270** est de **classe 1**.

II.3.2.1.1. La phase de construction :

A. Charge et combinaison de charge :

- Poids propre du profilé.....G_p (IPE270)= 0.361kN/m
- Poids propre du béton frais (12cm).....G_b= 3kN/m²
- Poids du bac d'acier.....G_{bac}= 0,15kN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier).....Q_c= 0,75kN/m²

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35G_p + [1,35(G_b + G_{bac}) + 1,5Q_c].e$$

$$q_u = 1,35 \times 0,361 + [1,35 \times (3 + 0,15) + 1,5 \times 0,75] \times 2$$

$$q_u = 11,24 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = G_p + (G_b + G_{bac} + Q_c).e$$

$$q_s = 0,361 + (3 + 0,15 + 0,75) \times 2$$

$$q_s = 8,16 \text{ kN/m}$$

B. Vérification de la flexion :

$$M_{Sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{Sd} = \frac{11,24 \times 3^2}{8} = 12,65 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{484 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 121 \text{ kN.m}$$

La condition est vérifiée avec un $r=0,10=10\%$.

C. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_{Sd} = \frac{11,24 \times 3}{2} = 16,86 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{2214 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 351,52 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée avec un $r=0,05=5\%$.

$16,86 \text{ kN} \leq 0,5 \times 351,5 = 175,76 \text{ kN}$ pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. **(5-4-7 EC3)**.

D. Vérification du déversement :

$M_{Sd} \leq M_{b,Rd}$; IPE270 de classe 1 ($C_1=1,132$; $\beta_w=1$)

$$M_{Sd} = 12,65 \text{ kN.m}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\left(\frac{3000}{30,2}\right)}{\sqrt{1,132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{(3000/30,2)}{(270/10,2)}\right)^2\right]^{0,25}} = 81,72$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{81,72}{86,40} = 0,95$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (0,95 - 0,2)) + 0,95^2 = 1,03$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,03 + \sqrt{(1,03^2 - 0,95^2)}} = 0,70$$

$$M_{b,Rd} = 0,70 \times 1 \times 484 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1} \times 10^{-6} = 84,7 \text{ kN.m}$$

La condition est vérifiée avec un $r=0,15=15\%$.

E. Vérification de la rigidité :

$$f_{max1} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 8,16 \times 3000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 5790 \times 10^4} = 0,71 \text{ mm}$$

$$f_{add} = \frac{3000}{250} = 12mm$$

La condition est vérifiée avec un $r=0,06=6\%$

II.3.2.1.2. La phase finale :

A. Charge et combinaison de charge :

- Poids propre du profilé..... $G_p(\text{IPE270})= 0,361\text{kN/m}$
- Poids propre du béton durci..... $G_t= 3,85\text{kN/m}^2$
- Surcharge de construction (final)..... $Q_t= 5\text{kN/m}^2$

ELU :

$$q_u = 1,35G_p + [1,35G_t + 1,5Q_t].e$$

$$q_u = 1,35 \times 0,361 + [1,35 \times 3,85 + 1,5 \times 5] \times 2$$

$q_u = 25,88\text{kN/m}$

ELS :

$$q_s = G_p + (G_t + Q_t).e$$

$$q_s = 0,361 + (3,85 + 5) \times 2$$

$q_s = 18,06\text{kN/m}$

❖ **La largeur de la dalle :**

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 6}{8} \\ 2m \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 1,5m \\ 2m \end{cases}$$

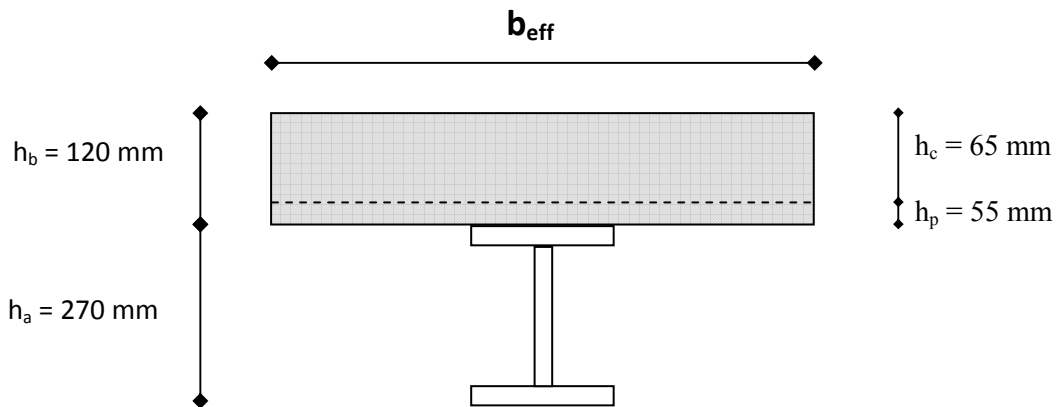


Figure II.18 : La largeur effective de la zone comprimée de la solive IPE 270

B. Position de l'axe neutre plastique :

- $R_{béton} = 0,57 \cdot f_{ck} \cdot b_{eff} \cdot h_c$; avec : $f_{ck} = 25\text{Mpa}$
- $R_{béton} = 0,57 \times 25 \times 1500 \times 65 \times 10^{-3} = 1389,38\text{kN}$

- $R_{acier} = 0,95 \cdot f_y \cdot A_a$

$$R_{acier} = 0,95 \times 275 \times 4590 \times 10^{-3} = 1199,14\text{kN}$$

Donc on a $R_{béton} \geq R_{acier}$ c'est-à-dire l'axe neutre plastique se trouve dans la dalle du béton.

C. Vérification de la flexion :

$$M_{Sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{Sd} = \frac{25,88 \times 6^2}{8} = 116,46kN.m$$

$$M_{pl,Rd} = R_{acier} \cdot \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier}}{R_{béton}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

$$M_{pl,Rd} = 1199,14 \times \left[\frac{270}{2} + 65 + 55 - \left(\frac{1199,14}{1389,38} \times \frac{270}{2} \right) \right] \times 10^{-3} = 166,06kN.m$$

La condition est vérifiée avec un $r=0,7=70\%$.

D. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_{Sd} = \frac{25,88 \times 6}{2} = 77,64kN$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{275 \times 2214}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 351,52kN$$

La condition est vérifiée avec un $r=0,22=22\%$

$77,64kN \leq 0,5 \times 351,52 = 175,76kN$ (pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant).

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.(5-4-7 EC3).

E. Vérification de déversement :

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la semelle supérieure est maintenue par dalle de béton.

F. Vérification de la rigidité :

$$f_{tot} \leq f_{adm}$$

$$f_{max2} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_s \cdot l^4}{E \cdot I_c}$$

$$I_c = \frac{A_a \cdot (h_c + 2 \cdot h_p + h_a)^2}{4 \cdot (1 + mv)} + \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12m} + I_y ; \text{avec } \begin{cases} m = \frac{E_a}{E_b} = 15 \\ v = \frac{A_a}{b_{eff} \cdot h_c} = \frac{4590}{1500 \times 65} = 0,05 \end{cases}$$

$$I_c = \frac{4590 \cdot (65 + 2 \times 55 + 270)^2}{4 \cdot (1 + 15 \times 0,05)} + \frac{1500 \times 65^3}{12 \times 15} + 5790 \times 10^4 = 190036363,1mm^4$$

$$f_{max2} = \frac{5 \times 18,06 \times 6000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 190036363,1} = 7,64mm$$

$$f_{tot} = f_{max1} + f_{max2} = 0,71 + 7,64 = 8,35mm$$

$$f_{add} = \frac{6000}{250} = 24mm$$

La condition est vérifiée avec un $r=0,35=35\%$.

G. La vérification du voilement :

$$\frac{d}{t_w} \leq 69 \cdot \varepsilon$$

$$\frac{270 - (2 \times 10,2) - (2 \times 15)}{6,6} = 33,27 \leq 63,48$$

Pas de risque du voilement.

II.3.2.1.3. Calcul les connecteurs (connexion totale) :

$$\text{Type goujon} \begin{cases} h = 95 \text{ mm} \\ d = 19 \text{ mm} \end{cases}$$

A. Détermination de P_{rd} (Résistance au cisaillement) :

$$P_{rd} = k_t \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_v} \\ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \end{array} \right.$$

Avec :

f_{ck} : Résistance caractéristique de béton 25N/mm²

E_c : Module de Young de béton 30,5kN/mm²

f_u : Résistance caractéristique des connecteurs 450N/mm²

$$\gamma_c = 1,25$$

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1\right) & \text{si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{si } \frac{h}{d} > 4 \end{cases}$$

Pour notre type de goujon on a toujours $\alpha = 1$ car $\frac{95}{19} = 5 > 4$.

$$P_{rd} = k_t \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} \times 10^{-3} = 73,13 \text{ kN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} \times 10^{-3} = 81,66 \text{ kN} \end{array} \right.$$

B. Influence du sens du bac d'acier :

k_t : coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive.

Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right]$$

Avec :

N_r : Nombre de goujon par nervure=1 ou max 2

h_{sc} : hauteur du connecteur

$b_0=88,5\text{mm}$ largeur moyenne de la nervure

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,82$$

Donc : $P_{rd} = 59,97 \text{ kN}$

C. Effort tranchant repris par les goujons :

Détermination de R_L :

$$R_L = \inf(R_{\text{béton}}, R_{\text{acier}}) = \inf(1389,38; 1199,14) \Rightarrow R_L = 1199,14 \text{ kN}$$

$$N^{bre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{1199,14}{59,97} = 20$$

Soit $N = 20$ goujons sur la demi longueur de la solive ; c'est-à-dire 40 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

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

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

$$esp = \frac{L}{N^{bre} - 1} = \frac{6000}{40 - 1} = 153,85 \text{ mm}$$

La condition est vérifiée.

Donc on prend 40 connecteurs pour toute la portée de la solive avec un espacement de 155mm.

II.3.2.2. Pré dimensionnement des poutres secondaires :

le pré dimensionnement des poutres secondaires est calculé de la même manière que les solives.

On va opter pour les poutres secondaires des profilés en **IPE270**.

II.3.2.3. Pré dimensionnement des poutres porteuses :

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui servent à supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de la flexion.

La poutre la plus sollicitée pour ce plancher a une portée (**L=12m**) et un espacement (**e=6m**), elle reprend cinq charges concentrées (R) qui représentent les réactions des solives et une charge uniformément répartie due à son poids propre et le poids du béton sur la largeur de la semelle.

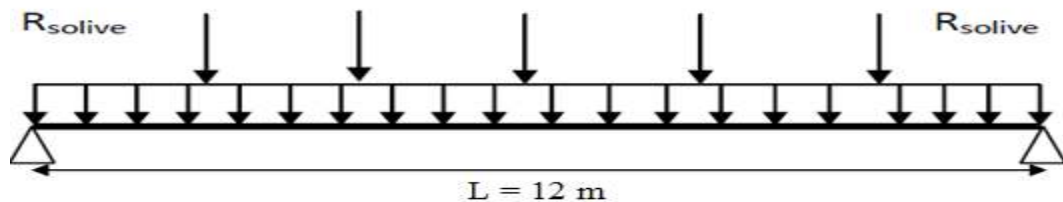


Figure II.19 : Schéma statique de la poutre porteuse

$$\frac{12000}{25} \leq h \leq \frac{12000}{15}$$

$$480 \text{ mm} \leq h \leq 800 \text{ mm}$$

Donc on prend **IPE600**

TableauII.5 : Dimension caractéristique mécanique du profilé IPE600

Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
IPE 600	122	15600	600	220	19	12
	Caractéristiques					
	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	W _{pl-y} (mm ³) ×10 ³	W _{pl-z} (mm) ×10 ³	i _y (mm) ×10	i _z (mm) ×10
	92080	3387	3512	485,6	24,3	4,66

❖ **Classification du profilé :**

- La classe de l'âme

$$\frac{600 - (2 \times 19) - (2 \times 24)}{12} = 42,83 \leq 66,24$$

Donc l'âme est de **classe 1**.

- La classe de la semelle

$$\frac{110}{19} = 5,79 \leq 9,2$$

Donc la semelle est de **classe 1**.

Alors le profilé **IPE 600** est de **classe 1**.

II.3.2.3.1. La phase de construction :

❖ **Calcul des réactions des solives :**

$$R_{solive} = \frac{q_{solive} \cdot L_{solive}}{2}$$

TableauII.6 : Les réactions des solives à l'ELU et l'ELS

ELU	ELS
q _u = 11,24kN/m	q _{ser} = 8,16kN/m
R _u =R ₁ + R ₂ =67,44Kn	R _{ser} =R ₁ + R ₂ =48,96kN
R _u =R ₃ + R ₄ =67,44Kn	R _{ser} =R ₃ + R ₄ =48,96kN
R _u =R ₅ + R ₆ =67,44kN	R _{ser} =R ₅ + R ₆ =48,96kN
R _u =R ₇ + R ₈ =67,44Kn	R _{ser} =R ₇ + R ₈ =48,96kN
R _u =R ₉ + R ₁₀ =67,44kN	R _{ser} =R ₉ + R ₁₀ =48,96kN

A. Charge et combinaison de charge :

- Poids propre du profilé..... G_p (IPE600)= 1,22kN/m
- Poids propre du béton frais (12cm)..... $G_b= 3\text{kN/m}^2$
- Poids du bac d'acier..... $G_{bac}= 0,15\text{kN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c= 0,75\text{kN/m}^2$

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35G_p + [1,35(G_b + G_{bac}) + 1,5Q_c] \cdot b$$

$$q_u = 1,35 \times 1,22 + [1,35 \times (3 + 0,15) + 1,5 \times 0,75] \times 0,22$$

$$q_u = 2,83\text{kN/m}$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = G_p + (G_b + G_{bac} + Q_c) \cdot b$$

$$q_s = 1,22 + (3 + 0,15 + 0,75) \times 0,22$$

$$q_s = 2,08\text{kN/m}$$

B. Vérification de la flexion :

$$M_{Sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{Sd} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} + 2R_u \cdot \frac{L}{2} - \left(R_u \cdot \frac{3}{2} \cdot e_{sv} + R_u \cdot \frac{e_{sv}}{2} \right)$$

$$M_{Sd} = \frac{2,83 \times 12^2}{8} + 2 \times 67,44 \times \frac{12}{2} - \left(67,44 \times \frac{3}{2} \times 2 + 67,44 \times \frac{2}{2} \right) = 590,46\text{kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{3512 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 878\text{kN.m}$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,67 = 67\%$.

C. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_{Sd} = \frac{q_u \cdot L}{2} + 2 \cdot R_u = \frac{2,83 \times 12}{2} + 2 \times 67,44 = 151,86\text{kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{8378 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 1330,19\text{kN}$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,11 = 11\%$.

$151,86\text{kN} \leq 0,5 \times 1330,19 = 665,1\text{kN}$ (pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant).

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. **(5-4-7 EC3)**.

D. Vérification au déversement :

La poutre porteuse est maintenue latéralement par les solives, donc il n'y a pas de risque de déversement.

E. Vérification de la rigidité :

$$f_{max1} \leq f_{adm} \quad ; \quad f_{max1} = \sum f_x + f_{qs}$$

$$f_x = \frac{R_s}{48 \cdot E \cdot I_y} \cdot (3 \cdot L^2 - x^2)$$

Tels que :

x : est la distance qui sépare le point d'application de la réaction de la solive et le point où se trouve la valeur maximale du moment fléchissant.

Pour $x_1 = 0 \Rightarrow f_{x1} = 0$

Pour $x_2 = 2m \Rightarrow f_{x2} = \frac{48,96 \times 10^3 \times 2000}{48 \times 2,1 \times 10^5 \times 92080 \times 10^4} \times (3 \times 12000^2 - 2000^2) = 4,52mm$

$f_{qs} = \frac{5 \times 2,08 \times 12000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 92080 \times 10^4} = 2,90mm$ où $f_{max1} = 7,42mm$

$$f_{adm} = \frac{12000}{250} = 48mm$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,15 = 15\%$.

II.3.2.3.2. La phase finale :

❖ **Calcul des réactions des solives :**

Tableau II.7 : Les réactions des solives à l'ELU et l'ELS

ELU	ELS
$q_u = 25,88kN/m$	$q_{ser} = 18,06kN/m$
$R_u = R_1 + R_2 = 155,28kN$	$R_{ser} = R_1 + R_2 = 108,36kN$
$R_u = R_3 + R_4 = 155,28kN$	$R_{ser} = R_3 + R_4 = 108,36kN$
$R_u = R_5 + R_6 = 155,28kN$	$R_{ser} = R_5 + R_6 = 108,36kN$
$R_u = R_7 + R_8 = 155,28kN$	$R_{ser} = R_7 + R_8 = 108,36kN$
$R_u = R_9 + R_{10} = 155,28kN$	$R_{ser} = R_9 + R_{10} = 108,36kN$

A. Charge et combinaison de charge :

- Poids propre du profilé..... $G_p(IPE600) = 1,22kN/m$
- Poids propre du béton durci..... $G_t = 3,85kN/m^2$
- Surcharge de construction (final)..... $Q_t = 5kN/m^2$

ELU :

$$q_u = 1,35G_p + [1,35G_t + 1,5Q_t].b$$

$$q_u = 1,35 \times 1,22 + [1,35 \times 3,85 + 1,5 \times 5] \times 0,22$$

$q_u = 4,44kN/m$

ELS :

$$q_s = G_p + (G_t + Q_t).b$$

$q_s = 3,17kN/m$

$$q_s = 0,361 + (3,85 + 5) \times 0,22$$

❖ La largeur de la dalle :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \frac{2 \times 12}{8}, \frac{2 \times 12}{6m} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 3m \\ 6m \end{cases}$$

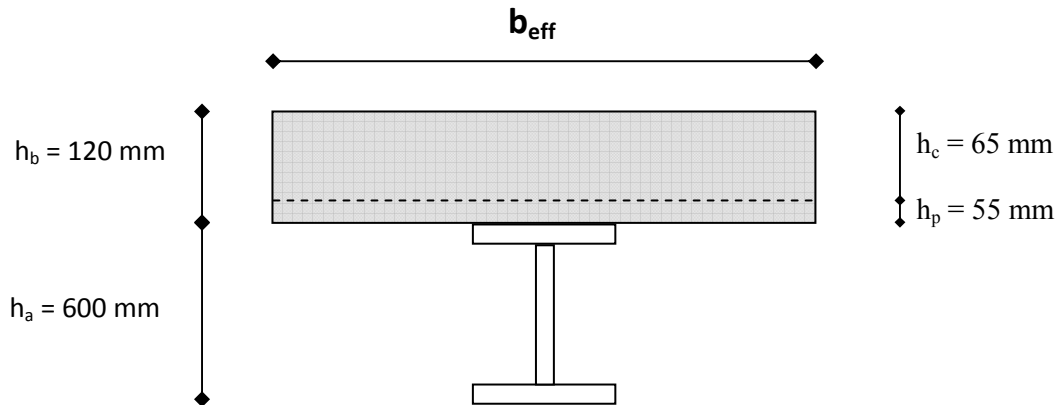


Figure II.20 : La largeur effective de la zone comprimée de la poutre porteuse IPE 600

B. Position de l'axe neutre plastique :

- $R_{béton} = 0,57 \times 25 \times 3000 \times 65 \times 10^{-3} = 2778,75 \text{ kN}$
- $R_{acier} = 0,95 \times 275 \times 15600 \times 10^{-3} = 4075,5 \text{ kN}$

Donc on a $R_{béton} \leq R_{acier}$ c'est-à-dire l'axe neutre plastique se trouve dans la poutre.

- $R_{acier} - R_{béton} = 4075,5 - 2778,75 = 1296,75 \text{ kN}$
- $\frac{2 \cdot b \cdot t_f \cdot f_y}{\gamma_a} = \frac{2 \times 220 \times 19 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2090 \text{ kN}$

On a $1296,75 \text{ kN} \leq 2090 \text{ kN}$ c'est-à-dire l'axe neutre plastique se trouve dans la semelle.

C. Vérification de la flexion :

$$M_{Sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{Sd} = \frac{4,44 \times 12^2}{8} \times 2 \times 155,28 \times \frac{12}{2} - \left(155,28 \times \frac{3}{2} \times 2 + 155,28 \times \frac{2}{2} \right) = 1322,16 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = R_a (0,5 \cdot h_a + 0,5 \cdot h_c + h_p) - 0,5 (R_a - R_b) \cdot (z + h_p)$$

$$z = \frac{R_a - R_b}{2 \cdot b \cdot f_y} \cdot \gamma_a + h_c + h_p = \frac{1296,75 \times 10^3}{2 \times 220 \times 275} \times 1,1 + 65 + 55 = 131,79 \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd} = 4075,5 \cdot (0,5 \times 600 + 0,5 \times 65 + 55) - 0,5 \times 1296,75 \times (131,79 + 55) \times 10^{-3} = 1458,15 \text{ kN.m}$$

La condition est vérifiée avec un $r=0,91=91\%$.

D. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_{sd} = \frac{4,44 \times 12}{2} + 2 \times 155,28 = 337,2kN$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{275 \times 8378}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 1330,19kN$$

La condition est vérifiée avec un $r=0,25=25\%$

$337,2kN \leq 0,5 \times 1330,19 = 665,1kN$ (pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant).

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. **(5-4-7 EC3).**

E. Vérification au déversement :

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la semelle Supérieure est maintenue par dalle de béton.

F. Vérification de la rigidité :

$$f_{tot} \leq f_{adm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} m = 15 \\ v = \frac{15600}{3000 \times 65} = 0,08 \end{array} \right.$$

$$I_c = \frac{15600 \cdot (65 + 2 \times 55 + 600)^2}{4 \cdot (1 + 15 \times 0,08)} + \frac{3000 \times 65^3}{12 \times 15} + 92080 \times 10^4 = 1990121402mm^4$$

$$f_1 = \frac{R_s \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I_c} = \frac{108,36 \times 10^3 \times 12000^3}{48 \times 2,1 \times 10^5 \times 199121402} = 9,33mm$$

$$f_{qs} = \frac{5 \times 3,17 \times 12000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 92080 \times 10^4} = 4,43mm$$

$$f_{tot} = 7,42 + 9,33 + 4,43 = 21,18mm$$

$$f_{adm} = 48mm$$

La condition est vérifiée avec un $r=0,44=44\%$.

G. Vérification de voilement :

$$\frac{d}{t_w} \leq 69 \cdot \varepsilon$$

$$\frac{600 - (2 \times 19) - (2 \times 24)}{12} = 42,83 \leq 63,48$$

Pas de risque de voilement.

II.3.2.3.3. Calcul les connecteurs (connexion totale) :

$$\text{Type goujon} \begin{cases} h = 95mm \\ d = 19mm \end{cases}$$

A. Détermination de P_{rd} (Résistance au cisaillement) :

$$P_{rd} = 0,82 \times \inf \left\{ \begin{matrix} 73,13 \\ 81,66 \end{matrix} \right. = 59,97kN$$

B. Effort tranchant repris par les goujon :

Détermination de R_L :

$$R_L = \inf(2778,75; 4075,5) \Rightarrow R_L = 2778,75kN$$

$$N^{bre} = \frac{2778,75}{59,97} = 46$$

Soit $N = 46$ goujons sur la demi longueur de la solive ; c'est-à-dire 92 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

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

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

$$esp = \frac{12000}{92 - 1} = 131,87mm$$

La condition est vérifiée.

Donc on prend 92 connecteurs pour toute la portée de la solive avec un espacement de 135mm.

II.3.3.Plancher courant (Mezzanine) :

II.3.3.1.Pré dimensionnement des solives :

II.3.3.1.1.La phase de construction : (voir détaille solive plancher courant)

II.3.3.1.2.La phase final :

A. Charge et combinaison de charge :

- Poids propre du profilé..... $G_p(\text{IPE270})=0,361kN/m$
- Poids propre du béton durci..... $G_t=3,85kN/m$
- Surcharge de construction (final)..... $Q_t=2,5kN/m$

ELU :

$$q_u = 1,35 \times 0,361 + [1,35 \times 3,85 + 1,5 \times 2,5] \times 2$$

$q_u = 18,38kN/m$

ELS :

$$q_s = 0,361 + [3,85 + 2,5] \times 2$$

$q_s = 13,06kN/m$

❖ **La largeur de la dalle :**

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{matrix} 1,5m \\ 2m \end{matrix} \right.$$

B. Position de l'axe neutre plastique :

- $R_{béton} = 0,57 \times 25 \times 1500 \times 65 \times 10^{-3} = 1389,38kN$
- $R_{acier} = 0,95 \times 275 \times 4590 \times 10^{-3} = 1199,14kN$

Donc on a $R_{béton} \geq R_{acier}$ c'est-à-dire l'axe neutre plastique se trouve dans la dalle du béton.

C. Vérification de la flexion :

$$M_{Sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{Sd} = \frac{18,38 \times 6^2}{8} = 82,71 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = 1199,14 \cdot \left[\frac{270}{2} + 65 + 55 - \left(\frac{1199,14}{1389,38} \times \frac{270}{2} \right) \right] \times 10^{-3} = 166,06 \text{ kN.m}$$

La condition est vérifiée avec un $r=0,7=70\%$.

D. Vérification de la flexion :

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

$$V_{Sd} = \frac{18,38 \times 6}{2} = 55,14 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{275 \times 2214}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 351,52 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée avec un $r=0,16=16\%$

$55,14 \text{ kN} \leq 0,5 \times 351,52 = 175,76 \text{ kN}$ (pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant).

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. (5-4-7 EC3).

E. Vérification au déversement :

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la semelle supérieure est maintenue par dalle en béton.

F. Vérification de la rigidité :

$$f_{tot} \leq f_{adm}$$

$$f_{max2} = \frac{5 \times 13,06 \times 6000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 190036363,1} = 5,52 \text{ mm}$$

$$f_{tot} = 0,71 + 5,52 = 6,23 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

La condition est vérifiée avec un $r=0,26=26\%$.

II.3.3.1.3. Calcul les connecteurs (connexion totale) :

$$\text{Type goujon} \begin{cases} h = 95 \text{ mm} \\ d = 19 \text{ mm} \end{cases}$$

A. Détermination de P_{rd} (Résistance au cisaillement) :

$$P_{rd} = 0,82 \times \inf \begin{cases} 73,13 \\ 81,66 \end{cases} = 59,97 \text{ kN}$$

B. Effort tranchant repris par les goujons :

Détermination de R_L :

$$R_L = \inf(1389,38; 1199,14) \Rightarrow R_L = 1199,14 \text{ kN}$$

$$N^{bre} = \frac{1199,14}{59,97} = 20$$

Soit N = 46 goujons sur la demi longueur de la solive ; c'est-à-dire 92 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

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

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

$$esp = \frac{6000}{40 - 1} = 153,85 \text{ mm}$$

La condition est vérifiée.

Donc on prend 40 connecteurs pour toute la portée de la solive avec un espacement de 155mm.

II.3.3.2. Pré dimensionnement des poutres secondaires :

le pré dimensionnement des poutres secondaires est calculé de la même manière que les solives.

On va opter pour les poutres secondaires des profilés en **IPE270**.

II.3.3.3. Pré dimensionnement des poutres porteuses :

La poutre la plus sollicitée pour ce plancher a une portée (**L=6m**) et un espacement (**e=6m**), elle reprend cinq charges concentrées (R) qui représentent les réactions des solives et une charge uniformément répartie due à son poids propre et le poids du béton sur la largeur de la semelle.

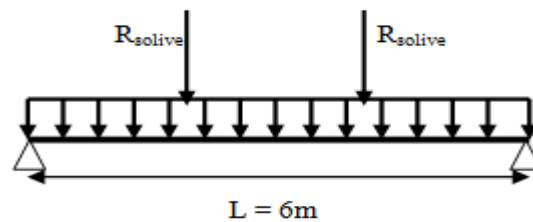


Figure II.21 : Schéma statique de la poutre porteuse

$$\frac{6000}{25} \leq h \leq \frac{6000}{15}$$

$$240 \text{ mm} \leq h \leq 400 \text{ mm}$$

Donc on prend **IPE330**

Tableau II.8 : Dimension caractéristique mécanique du profilé IPE330

Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
IPE 330	49,1	6260	330	160	11,5	7,5
	Caractéristiques					
	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	W _{pl-y} (mm ³) ×10 ³	W _{pl-z} (mm ³) ×10 ³	i _y (mm) ×10	i _z (mm) ×10

	11770	788,1	604,3	153,7	13,71	3,55
--	-------	-------	-------	-------	-------	------

❖ **Classification du profilé :**

- La classe de l'âme

$$\frac{330 - (2 \times 11,5) - (2 \times 18)}{7,5} = 36,13 \leq 66,24$$

Donc l'âme est de **classe 1**.

- La classe de la semelle

$$\frac{80}{11,5} = 6,96 \leq 9,2$$

Donc la semelle est de **classe 1**.

Alors le profilé **IPE 330** est de **classe 1**.

II.3.3.3.1. La phase de construction :

❖ **Calcul les réactions des solives**

Tableau II.9 : Les réactions des solives à l'ELU et l'ELS

ELU	ELS
$q_u = 11,24 \text{ kN/m}$	$q_{ser} = 8,16 \text{ kN/m}$
$R_u = R_1 + R_2 = 67,44 \text{ kN}$	$R_{ser} = R_1 + R_2 = 48,96 \text{ kN}$
$R_u = R_3 + R_4 = 67,44 \text{ kN}$	$R_{ser} = R_3 + R_4 = 48,96 \text{ kN}$

A. Charge et combinaison de charge :

- Poids propre du profilé..... $G_p(\text{IPE330})=0,491 \text{ kN/m}$
- Poids propre du béton frais(12cm)..... $G_b=3 \text{ kN/m}^2$
- Poids du bac d'acier..... $G_{bac}=0,15 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge de construction(ouvrier)..... $Q_c=0,75 \text{ kN/m}^2$

ELU :

$$q_u = 1,35 \times 0,491 + [1,35 \times (3 + 0,15) + 1,5 \times 0,75] \times 0,1$$

$q_u = 1,52 \text{ kN/m}$

ELS :

$$q_s = 0,491 + (3 + 0,15 + 0,75) \times 0,16$$

$q_s = 1,12 \text{ kN/m}$

B. Vérification de la flexion :

$$M_{Sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{Sd} = \frac{1,52 \times 6^2}{8} + 2 \times 67,44 \times \frac{6}{2} - \left(67,44 \times \frac{3}{2} \times 2 + 67,44 \times \frac{2}{2} \right) = 141,72 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{604,3 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 151,07 \text{ kN.m}$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,94 = 94\%$.

C. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_{sd} = \frac{1,52 \times 6}{2} + 2 \times 67,44 = 139,44 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{3081 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} 10^{-3} = 489,17 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,29 = 29\%$

$139,44 \text{ kN} \leq 0,5 \times 489,17 = 244,585 \text{ kN}$ pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. **(5-4-7 EC3)**.

D. Vérification au déversement :

la poutre étant maintenu latéralement par les solives de part et d'autres, on considéré que la poutre ne risque pas de se déverser.

E. Vérification de la rigidité :

$$f_{max1} \leq f_{adm}$$

Pour $x = 1 \text{ m} \Rightarrow f_x = \frac{48,16 \times 10^3 \times 1000}{48 \times 2,1 \times 10^5 \times 11770 \times 10^4} \times (3 \times 6000^2 - 1000^2) = 4,34 \text{ mm}$

$$f_{qs} = \frac{5 \times 1,12 \times 6000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 11770 \times 10^4} = 0,76 \text{ mm d'où } f_{max1} = 5,10 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,21 = 21\%$.

II.3.3.2. La phase finale :

❖ **Calcul les réactions des solives :**

Tableau II.10 : Les réactions des solives à l'ELU et l'ELS

ELU	ELS
$q_u = 18,38 \text{ kN/m}$	$q_{ser} = 13,06 \text{ kN/m}$
$R_u = R_1 + R_2 = 110,28 \text{ kN}$	$R_{ser} = R_1 + R_2 = 78,36 \text{ kN}$
$R_u = R_3 + R_4 = 110,28 \text{ kN}$	$R_{ser} = R_3 + R_4 = 78,36 \text{ kN}$

A. Charge et combinaison de charge :

- Poids propre du profilé..... $G_p(\text{IPE330}) = 0,491 \text{ kN/m}$
- Poids propre du béton durci..... $G_t = 3,85 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge de construction(final)..... $Q_t = 2,5 \text{ kN/m}^2$

ELU :

$$q_u = 1,35 \times 0,491 + [1,35 \times 3,85 + 1,5 \times 2,5] \times 0,16$$

$q_u = 2,09 \text{ kN/m}$

ELS :

$$q_s = 0,491 + (3,85 + 2,5) \times 0,16$$

$q_s = 1,51 \text{ kN/m}$

❖ **La largeur de la dalle :**

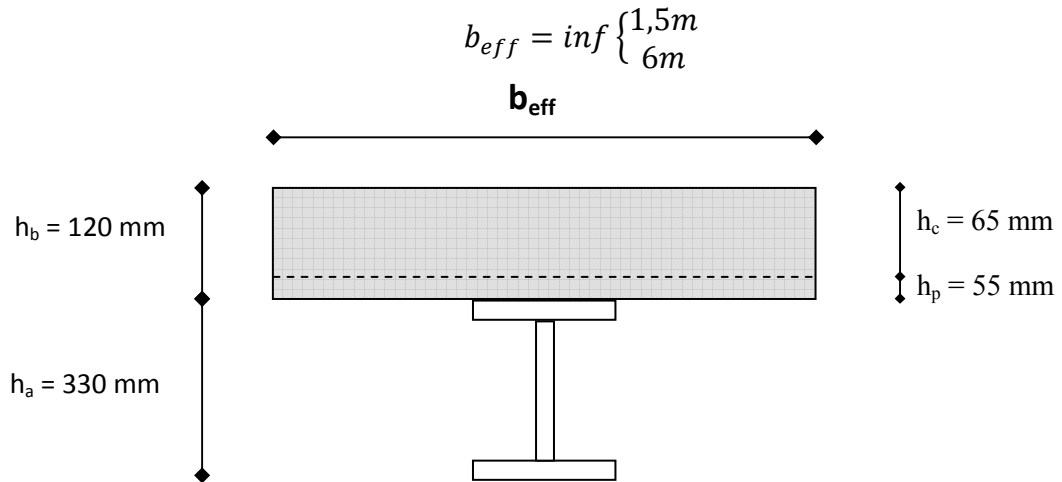


Figure II.22 : La largeur effective de la zone comprimée de la poutre porteuse IPE 330

B. Position de l'axe neutre plastique :

- $R_{béton} = 0,57 \times 25 \times 1500 \times 65 \times 10^{-3} = 1389,38kN$
- $R_{acier} = 0,95 \times 275 \times 6260 \times 10^{-3} = 1635,43kN$

Donc on a $R_{béton} \leq R_{acier}$ c'est-à-dire l'axe neutre plastique se trouve dans la poutre.

- $R_{acier} - R_{béton} = 1635,43 - 1389,38 = 246,05kN$
- $\frac{2 \times 160 \times 11,5 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 920kN$

On a $246,05kN \leq 920kN$ c'est-à-dire l'axe neutre plastique se trouve dans la semelle.

C. Vérification de la flexion :

$$M_{Sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{Sd} = \frac{2,09 \times 6^2}{8} + \left(2 \times 110,28 \times \frac{6}{2} \right) - \left(110,28 \times \frac{3}{2} \times 2 + 110,28 \times \frac{2}{2} \right) = 229,97kN.m$$

$$z = \frac{246,05 \times 10^3}{2 \times 160 \times 275} \times 1,1 + 65 + 55 = 123,08mm$$

$$M_{pl,Rd} = 1635,43 \cdot (0,5 \times 330 + 0,5 \times 65 + 55) - 0,5 \times 246,05 \cdot (123,08 + 55) \cdot 10^{-3} = 391,04kN.m$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,59 = 59\%$.

D. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_{Sd} = \frac{2,09 \times 6}{2} + 2 \times 110,28 = 226,83kN$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{3081 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 489,17kN$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,46 = 46\%$

$226,83kN \leq 0,5 \times 489,17 = 244,59kN$ (pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant).

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. **(5-4-7 EC3)**.

E. Vérification au déversement :

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la semelle supérieure est maintenue par dalle de béton.

F. Vérification de la rigidité :

$$f_{tot} \leq f_{adm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} m = 15 \\ v = \frac{6260}{1500 \times 65} = 0,06 \end{array} \right.$$

$$I_c = \frac{6260 \cdot (65 + 2 \times 55 + 330)^2}{4 \cdot (1 + 15 \times 0,06)} + \frac{1500 \times 65^3}{12 \times 15} + 11770 \times 10^4 = 330048607,5 \text{ mm}^4$$

$$f_1 = \frac{78,36 \times 10^3 \times 6000^3}{48 \times 2,1 \times 10^5 \times 330048607,5} = 5,09 \text{ mm}$$

$$f_{qs} = \frac{5 \times 1,51 \times 6000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 11770 \times 10^4} = 1,03 \text{ mm}$$

$$f_{tot} = 0,76 + 5,09 + 1,03 = 6,88 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = 24 \text{ mm}$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,29 = 29\%$.

G. Vérification de voilement :

$$\frac{330 - (2 \times 11,5) - (2 \times 18)}{7,5} = 36,13 \leq 63,48$$

Pas de risque de voilement.

II.3.3.3. Calcul les connecteurs (connexion totale) :

Type goujon $\begin{cases} h = 95 \text{ mm} \\ d = 19 \text{ mm} \end{cases}$

A. Détermination de P_{rd} (Résistance au cisaillement) :

$$P_{rd} = 0,82 \times \inf \begin{cases} 73,13 \\ 81,66 \end{cases} = 59,97 \text{ kN}$$

B. Effort tranchant repris par les goujons :

Détermination de R_L :

$$R_L = \inf(1389,38; 1635,43) \Rightarrow R_L = 1389,38 \text{ kN}$$

$$N^{bre} = \frac{1389,38}{59,97} = 23$$

Soit $N = 23$ goujons sur la demi longueur de la solive ; c'est-à-dire 46 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

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

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

$$esp = \frac{6000}{46 - 1} = 133,33 \text{ mm}$$

La condition est vérifiée.

Donc on prend 46 connecteurs pour toute la portée de la solive avec un espacement de 135mm.

II.4. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui forment avec les poutres l'ossature des bâtiments métalliques supportent principalement un effort normal de compression (résistent au flambement) et parfois ils peuvent être comprimés et fléchis sollicités en flexion composée, ils sont réalisés à partir des profils laminés en (HEA, HEB ou HEM) ou bien profilés reconstitués soudés.

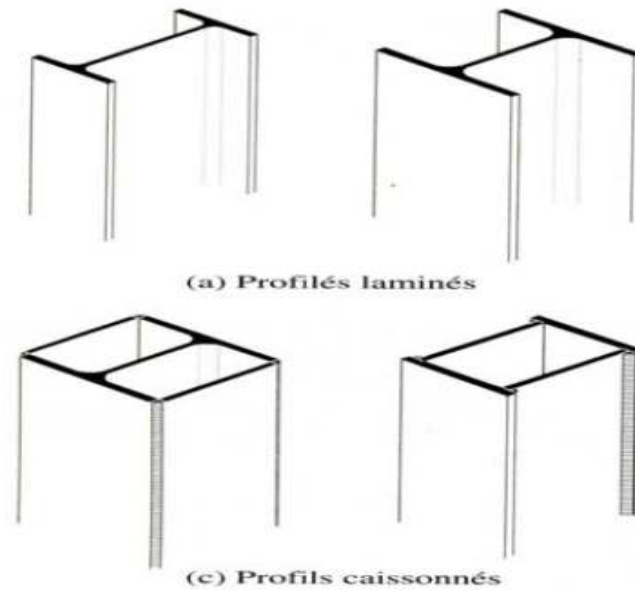


Figure II.23 : Les différents types de poteau métallique

Notre cas d'étude :

Le poteau central est le plus sollicité avec les surfaces suivantes :

Tableau II.11 : La surface qui revient au poteau central

	Surface (m ²)
Toiture	6,20×6=37,2
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	9×6=54
1 ^{ère}	3×6=18

A. La descente de charge :

Toiture :

- Pannes : $5 \times 0,106 \times 6 = 3,12 \text{ kN}$
- Panneau sandwich : $0,1186 \times 37,2 = 4,41 \text{ kN}$
- Traverse : $6,2 \times 0,907 = 5,62 \text{ kN}$

$$G_{\text{tot}} = 13,15 \text{ kN/m}$$

Tableau II.12 : La charge permanente G

Niveau	G (kN/m)	N _G (kN)
Toiture	/	13,15
3 ^{ème} étage	3,85	207,9
2 ^{ème} étage	3,85	207,9
1 ^{ère}	3,85	69,3
	N_G	498,25

Tableau II.13 : Surcharge d'exploitation Q

Niveau	Q (kN/m)	N _Q (kN)
Toiture	0,44	17,028
3 ^{ème} étage	5	270
2 ^{ème} étage	5	270
1 ^{ère}	2,5	45
	N_{Qt}	602,03

$$N_{pp} = (1,22 \times 9 \times 2) + (0,907 \times 9) = 30,12 \text{ kN}$$

$$N_{ps} = 0,361 \times 6 \times 3 = 6,5 \text{ kN}$$

$$N_{solive} = (0,361 \times 6 \times 3 \times 2) + (0,361 \times 3 \times 3) = 16,25 \text{ kN}$$

$$N_{Gt} = 551,12 \text{ kN}$$

$$N_u = 1,35 N_{Gt} + 1,5 N_{Qt} = (1,35 \times 551,12) + (1,5 \times 602,03) \Rightarrow N_u = 1647,06 \text{ kN}$$

B. Le pré dimensionnement :

$$A \geq \frac{N_u \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{1647,06 \times 1}{275} \times 10^3 \Rightarrow A = 59,89 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **HEM240**

Tableau II.14 : Dimension caractéristique mécanique du profilé HEM240

Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
HEM 240	60,3	7680	230	240	12	7,5
	Caractéristiques					
	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	W _{pl-y} (mm ³) ×10 ³	W _{pl-z} (mm) ×10 ³	i _y (mm) ×10	i _z (mm) ×10
	7763	2769	744,6	351,7	10,05	6

❖ **Classification du profilé :**

- La classe de l'âme

$$\frac{240 - (2 \times 12) - (2 \times 21)}{7,5} = 23,2 \leq 66,24$$

Donc l'âme est de **classe 1**.

- La classe de la semelle

$$\frac{120}{12} = 10 \geq 9,2$$

Donc la semelle est de **classe 2**.

Alors le profilé **HEM 240** est de **classe 1**.

C. Vérification au flambement :

$$N_{Sd} \leq N_{b,Rd} \quad ; \quad \text{HEM240 classe 1 } (\beta_A = 1)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93,90 \cdot \varepsilon}$$

Plan y-y :

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{0,5 \times 4000}{100,5} = 19,90$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{19,90}{86,4} \times \sqrt{1} = 0,23 > 0,2 \quad \text{donc il ya un risque de flambement}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0,95 \leq 1,2 \text{ et } t_f \leq 100 \text{ mm}$$

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

Donc on a la courbe **b** et $\alpha = 0,34$

$$\phi_y = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,23 - 0,2) + 0,23^2] = 0,53$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,53 + \sqrt{0,53^2 - 0,23^2}} = 0,9$$

Plan z-z :

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{0,5 \times 1400}{60} = 11,67$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{11,67}{86,4} \times \sqrt{1} = 0,14$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$\frac{210}{220} = 0,95 \leq 1,2 \text{ et } t_f \leq 100 \text{ mm}$$

Donc on a la courbe **c** et $\alpha = 0,49$

$$\phi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,14 - 0,2) \cdot 0,14^2] = 0,5$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,5 + \sqrt{0,5^2 - 0,15^2}} = 1,02$$

$$N_{b,Rd} = \chi_{min} \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0,98 \times 1 \times 7680 \times \frac{275}{1,1} \times 10^{-3} = 1881,6 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée avec un **r = 0,88 = 88%**

III.Introduction

Les structures métalliques sont soumises à des charges telles que l'effet du vent et l'effet de la neige qui sont généralement prépondérants.

Dans ce chapitre on va déterminer de manière détaillée et approfondie les valeurs représentatives de ces charges dans toutes les directions possible suivant le règlement Algérien neige et vent (RNV 2013).

III.1.L'effet de neige

La neige est une charge climatique qui s'accumule sur la toiture qui produit une surcharge S qu'on doit prendre en considération pour les vérifications des éléments de la toiture.

III.1.1.Calcul la charge de neige sur la toiture :

$$S = \mu \cdot S_k \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\S 3.1.1)$$

Avec :

- S_k en (kN/m^2) est la charge de neige sur le sol en fonction de l'altitude et la zone de neige.
- μ est un coefficient d'ajustement des charges en fonction de la forme de toiture appelé **coefficient de forme**.

A. La charge de neige :

Le projet se trouve dans la wilaya de blida classé en Zone B dont l'altitude H est de 257m.

$$S_k = \frac{0,04.H+10}{100} \quad (\S 4)$$

$$D'où \quad S_k = \frac{0,04 \times 257 + 10}{100} = 0,20 \text{ kN/m}^2$$

B. Coefficient de forme :

La structure a une toiture à deux versants inclinés de la même pente.

Tableau III.1 : Coefficient de forme – Toitures à deux versants

(α) angle du versant par rapport à l'horizontal (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient (μ_1)	0,8	$0,8, (60-\alpha/30)$	0

Notre cas $\alpha_1 = \alpha_2 = 14^\circ$

Donc d'après le tableau $\mu_1 = 0,8$

D'où :

$S = 0,16 \text{ kN/m}^2$

III.2.L'effet du vent

L'effet du vent est obtenu par le calcul des valeurs de pression qui dépendent d'un certain nombre de facteurs :

- La direction
- L'intensité
- La région
- Site d'implantation de la structure et de son environnement
- La forme géométrique et des ouvertures de la structure

Selon les sens possibles du vent notre ouvrage à quatre cas sont à considérer dans les

Calculs :

- Vent sur Lang-pan avec dépression intérieure
- Vent sur Lang-pan avec surpression intérieure
- Vent sur pignon avec surpression intérieure
- Vent sur pignon avec dépression intérieure

III.2.1.Données relatives au site :

Catégorie du terrain III (Tableau 2.4)

Facteur de terrain : $K_T = 0,125$

Paramètre de rugosité : $Z_0 = 0,3m$

Hauteur minimale : $Z_{min} = 5m$

ε : coefficient pour calculer C_d $\varepsilon = 0,61$ (Tableau 2.4)

Site plat $C_t(z) = 1$

Zone du vent I

Vitesse de référence du vent $V_{réf} = 25m/s$ (Tableau A1)

Pression dynamique de référence $q_{réf} = 375N/m^2$ (Tableau 2.2)

III.2.2.Calcul de la pression due au vent :

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la structure. Notre structure on va étudier une face pour chaque direction du vent.

- La direction **V1** du vent : perpendiculaire au Lang-pan
- La direction **V2** du vent : parallèle au Lang-pan

III.2.2.1.Pression dynamique de pointe :

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ à la hauteur de référence z_e est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) \quad [N/m^2] \quad (§2.3.1)$$

C_e est le coefficient d'exposition au vent

$q_{réf}$ est la pression dynamique de référence

III.2.2.1.1.Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_e)$:

$$C_e(z_e) \text{ est donné par : } C_e(z_e) = C_t^2(z_e) \times C_r^2(z_e) \cdot [1 + 7I_v(z_e)] \quad (§2.4.2)$$

Où :

- C_r est le coefficient de rugosité (Cf.§2.4.4)

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

- C_t est le coefficient de topographie (Cf.§2.4.5)

$$C_t(z_e) = 1 \text{ site plat}$$

- $I_v(z_e)$ est l'intensité de la turbulence (Cf.§2.4.6)

$$I_v(z_e) = \frac{1}{C_t(z_e) \cdot \text{Ln}\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ pour } z > z_{\min}$$

- z_e en m est la hauteur considérée pour notre structure on a dans le cas :

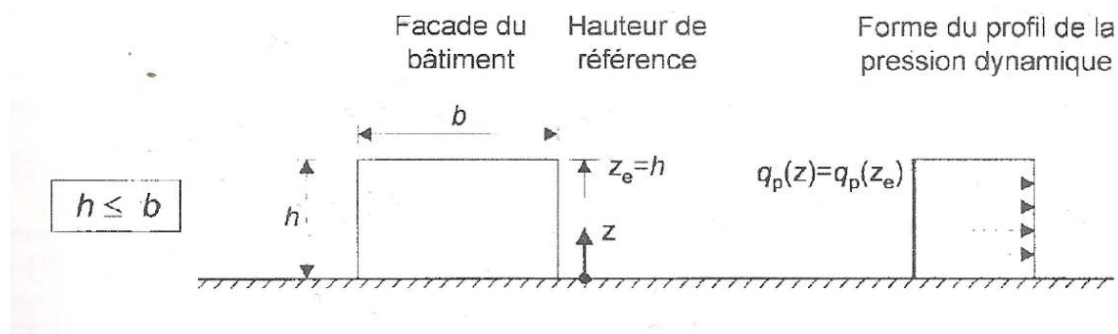


Figure III.1 : Hauteur de référence z_e et profile correspondant de la pression dynamique

Tableau III.2 : Les valeurs des pressions dynamiques

	z_e (m)	$C_t(z_e)$	$C_r(z_e)$	$I_v(z_e)$	$C_e(z_e)$	$q_{\text{réf}}$	q_p (N/m ²)
mur	13	1	0,81	0,265	1,873	375	702,375
toiture	16	1	0,86	0,251	2,039	375	764,625

III.2.3. Le coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

$$C_e \text{ est donné par : } C_d = \frac{1+2 \cdot g \cdot I_v(z_{eq}) \cdot \sqrt{Q^2+R^2}}{1+7 \cdot I_v(z_{eq})} \text{ (§3.3)}$$

Où :

- z_{eq} en m est la hauteur équivalente de la construction (Cf.fig.3.1)
- $I_v(z_{eq})$ est l'intensité de la turbulence pour $z = z_{eq}$ (Cf.§2.4.6)
- Q^2 est la partie quasi-statique (Cf.§3.3.1)
- R^2 est la partie résonante (Cf.§3.3.2)
- g est le facteur de pointe (Cf.§3.3.3)

A. La hauteur équivalente :

on est dans le cas d'une construction verticales telles que bâtimentetc .

$$z_{eq} = 0,6 \cdot h \geq z_{min}$$

$$z_{eq} = 0,6 \times 16 = 9,6m \geq 5m$$

B. Partie quasi-statique :

Q^2 est donnée par l'équation suivante :

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L_i(z_{eq})}\right)^{0,63}}$$

$$L_i(z) = 300 \cdot \left(\frac{z}{200}\right)^\varepsilon \text{ pour } z_{min} \leq z \leq 200m$$

On a $5m \leq 9,6m \leq 200m$ donc $L_i(z_{eq}) = 47,06m$

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{24+16}{47,06}\right)^{0,63}} = 0,55$$

C. Partie résonnante :

R^2 est donnée par l'équation suivante :

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot R_N \cdot R_h \cdot R_b$$

δ : le décrement logarithmique d'amortissement des vibrations pour le mode fondamental

dans la direction du vent donné par $\delta = \delta_s + \delta_a$

δ_s : le décrement logarithmique d'amortissement structural

Dans notre cas on a un bâtiment en acier donc $\delta_s = 0,05$ (Tableau 3.1 RNV version 2013)

δ_a : le décrement logarithmique d'amortissement aérodynamique pris égal 0.

Alors : $\delta = 0,05 + 0 = 0,05$

R_N : est la fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance donnée par

$$R_N = \frac{6,8 \cdot N_x}{(1 + 10,2 \cdot N_x)^{5/3}}$$

N_x : est la fréquence adimensionnelle dans la direction x du vent donnée par

$$N_x = \frac{n_{1,x} \cdot L_i(z_{eq})}{V_m(z_{eq})}; \text{ avec } n_{1,x} : \text{est la fréquence fondamentale}$$

$$n_{1,x} = \frac{0,5}{\sqrt{f}} \text{ et pour le cas le plus défavorable on a } f = \frac{h}{100}$$

$$n_{1,x} = \frac{0,5}{\sqrt{16/100}} = 1,25$$

$$V_m(z_{eq}) = C_r(z_{eq}) \cdot C_t(z_{eq}) \cdot V_{réf}$$

$$C_r(z_{eq}) = k_T \cdot \ln\left(\frac{z_{eq}}{z_0}\right) = 0,125 \cdot \ln\left(\frac{9,6}{0,3}\right) = 0,75$$

$$V_m(z_{eq}) = 0,75 \times 1 \times 25 = 18,75 \text{ m/s} \Rightarrow N_x = \frac{1,25 \times 47,06}{18,75} = 3,14$$

$$D'où R_N = \frac{6,8 \times 3,14}{(1 + 10,2 \times 3,14)^{5/3}} = \mathbf{0,06}$$

$R_h; R_b$: sont des fonctions d'admittance aérodynamique donnée par

$$R_{h;b} = \left(\frac{1}{\eta_{h;b}}\right) - \left(\frac{1}{2 \cdot \eta_{h;b}^2}\right) \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta_{h;b}}) \text{ pour } \eta_{h;b} > 0$$

$$R_{h;b} = 1 \text{ pour } \eta_{h;b} = 0$$

$$\eta_h = \frac{4,6 \cdot N_x \cdot h}{L_i(z_{eq})} = \frac{4,6 \times 3,14 \times 16}{47,06} = 4,91$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \cdot N_x \cdot b}{L_i(z_{eq})} = \frac{4,6 \times 3,14 \times 24}{47,06} = 7,37$$

Donc :

$$R_h = \left(\frac{1}{4,91}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 4,91^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times 4,91}) = 0,18$$

$$R_b = \left(\frac{1}{7,37}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 7,37^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times 7,37}) = 0,13$$

$$D'où R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0,05} \times 0,06 \times 0,18 \times 0,13 = \mathbf{0,14}$$

D. Facteur de pointe :

$$g = \sqrt{2 \cdot \ln(600 \cdot v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(600 \cdot v)}} \geq 3$$

v en (Hz) est la fréquence moyenne donnée par $v = n_{1,x} \cdot \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08$

$$v = 1,25 \times \sqrt{\frac{0,14}{0,14 + 0,55}} = 0,56 \text{ Hz} \geq 0,08$$

$$g = \sqrt{2 \cdot \ln(600 \times 0,56)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(600 \times 0,56)}} = 3,59 \geq 3$$

$$I_v(z_{eq}) = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{16}{0,3}\right)} = 0,29$$

$$D'où C_d = \frac{1 + 2 \times 3,59 \times 0,29 \times \sqrt{0,55 + 0,14}}{1 + 7 \times 0,29} = \mathbf{0,90}$$

III.2.4. Direction du vent V1 :

III.2.4.1. Calcul de la pression du au vent :

III.2.4.1.1. Détermination de la pression aérodynamique :

La pression dynamique $W(z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$W(z_j) = q_p(z_e) \cdot [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2] \quad (\S 2.5.2)$$

A. Calcul le coefficient de pression extérieur C_{pe} :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned} C_{pe} &= C_{pe,1} \text{ si } S \leq 1m^2 \\ C_{pe} &= C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \cdot \log_{10}(S) \text{ si } 1m^2 < S < 10m^2 (\S 5.1) \\ C_{pe} &= C_{pe,10} \text{ si } S \geq 10m^2 \end{aligned} \right\}$$

Dans notre cas on a : $S \geq 10m^2$

A.1. Paroi verticale :

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent V1 $b = 60m$

d : la dimension parallèle à la direction du vent V1 $d = 24m$

$e = \min(b ; 2h) = \min(60 ; 26) = 26m$

$d \leq e$ la paroi est divisée en quatre zones de pression A' ; B' ; D ; E qui sont illustrées sur la figure suivante :

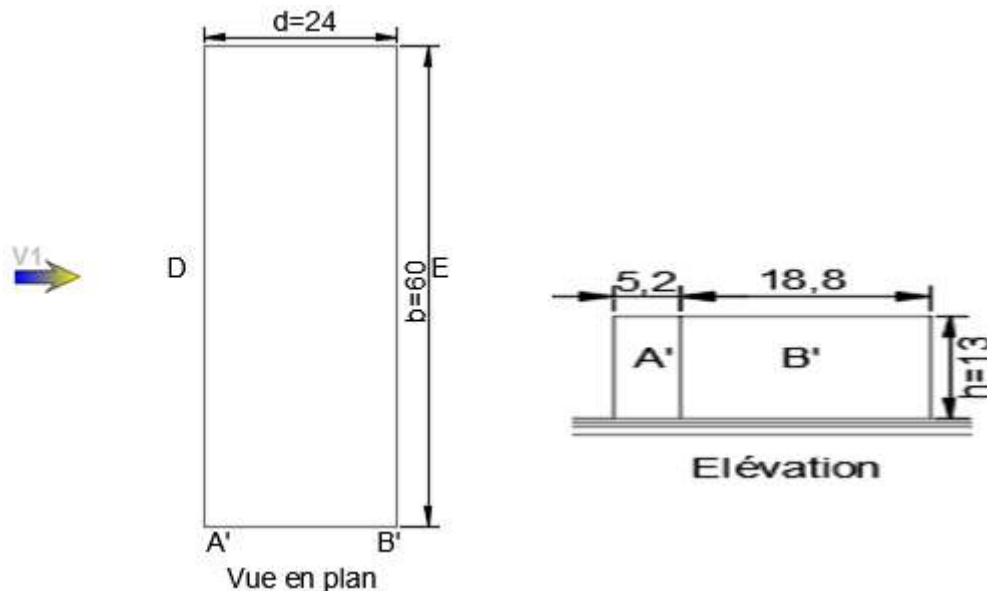


Figure III.2 : Dimension des parois verticales A' ; B'

Tableau III.3 : Les surfaces des zones en m² de paroi vertical (V1)

Zone	A'	B'	D	E
Surface (m ²)	67,6	244,4	780	780

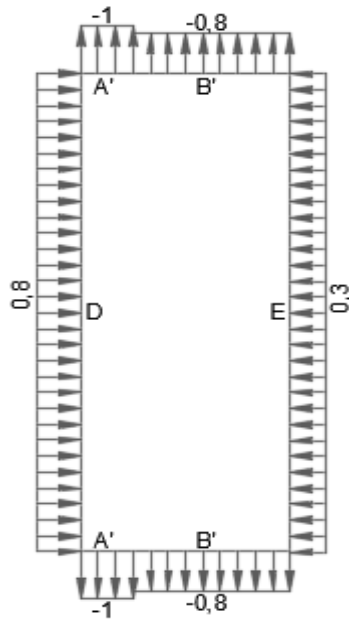


Figure III.3 : Valeur de $C_{pe,10}$ pour chaque paroi verticale (V1)

A.2.Toiture :

$b = 60\text{m}$

$d = 24\text{m}$

$e = \min(b ; 2h) = \min(60 ; 32) = 32\text{m}$; les parois de la toiture sont illustrées sur la figure suivante :

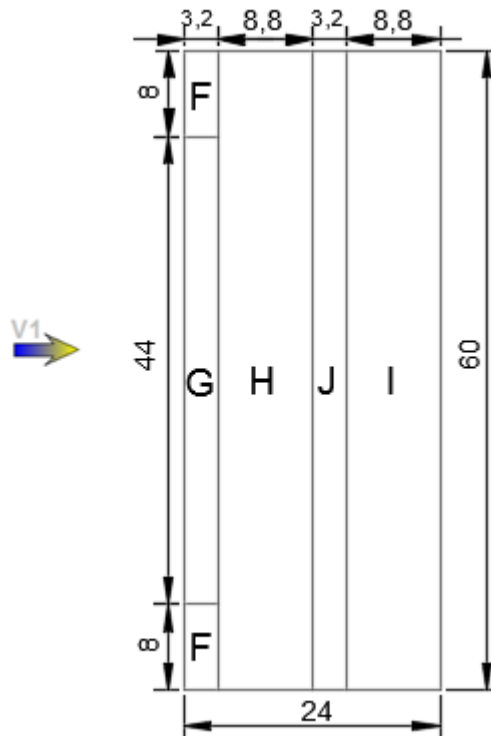


Figure III.4 : Dimension de la toiture (V1)

Tableau III.4 : Les surfaces des zones en m² de la toiture (V1)

Zone	F	G	H	J	I
Surface(m ²)	25,6	140,8	528	192	528

Tableau III.5 : valeur de C_{pe,10} pour chaque zone (V1)

Zone	F	G	H	J	I
C _{pe,10} (DP)	-0,98	-0,84	-0,33	-0,42	-0,96
C _{pe,10} (SP)	0,18	0,18	0,18	0	0,02

B. Calcul le coefficient de pression intérieure C_{pi} :

B.1.Vérification de la face dominante :

Une face d'un bâtiment est considérée comme dominante lorsque l'aire des ouvertures dans la dite face est au moins égale à deux fois l'aire des ouvertures et des fuites d'aire dans les autres faces du bâtiment.

$$\text{Il faut qu'il soit : } 2.(2,05 \times 1,2) = 2.[6.(2,05 \times 1,2) + (6 \times 3) + (6 \times 6)]$$

$$4,92\text{m}^2 \neq 137,52\text{m}^2$$

Donc le Lang-pan ne représente pas une face dominante.

Calcul μ_p :
$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{(6 \times 3) + (6 \times 6) + 4.(2,05 \times 1,2) + 2.(2,05 \times 1,2)}{73,68} = 0,9$$

$$\frac{h}{d} = \frac{13}{24} = 0,5$$

Par projection on trouve : C_{pi} = **-0,45** (Fig.5.14 de RNV version 2013)

B.2.Calcul la pression aérodynamique W(z) en dépression de paroi vertical :

Tableau III.6 : Les valeurs des pressions W en dépression de paroi vertical (V1)

Zone	q _p (N/m)	C _{pe,10}	C _{pi}	C _{pe,10} -C _{pi}	W(N/m ²)
A'	702,375	-1	-0,45	-0,55	-386,31
B'	702,375	-0,8	-0,45	-0,35	-245,83
D	702,375	0,8	-0,45	1,25	877,97
E	702,375	0,3	-0,45	0,15	105,36

B.3. Calcul la pression aérodynamique $W(z)$ en dépression de toiture :

Tableau III.7 : Les valeurs des pressions W en dépression de la toiture (V1)

Zone	$q_p(N/m^2)$	$C_{pe,10}(DP)$	$C_{pe,10}(SP)$	C_{pi}	$C_{pe,10}-C_{pi}$	$C_{pe,10}-C_{pi}$	$W_1(N/m^2)$	$W_2(N/m^2)$
F	764,625	-0,98	0,18	-0,45	-0,53	0,63	-405,25	481,71
G	764,625	-0,84	0,18	-0,45	-0,39	0,63	-298,2	481,71
H	764,625	-0,33	0,18	-0,45	0,12	0,63	91,76	481,71
J	764,625	-0,42	0	-0,45	0,03	0,45	22,94	344,08
I	764,625	-0,96	0,02	-0,45	-0,51	0,47	-389,96	359,37

III.2.5.Direction du vent V2 :

A.Calcul le coefficient de pression extérieur C_{pe} :

A.1.Paroi vertical :

b :la dimension perpendiculaire à la direction du vent V2 $b = 24m$

d :la dimension parallèle à la direction du vent V2 $d = 60m$

$$e = \min(b ; 2h) = \min(24 ; 26) = 24m$$

$d > e$ la paroi est divisée en cinq zones de pression A ;B ;C ;D ;E qui sont illustrées sur la figure suivante :

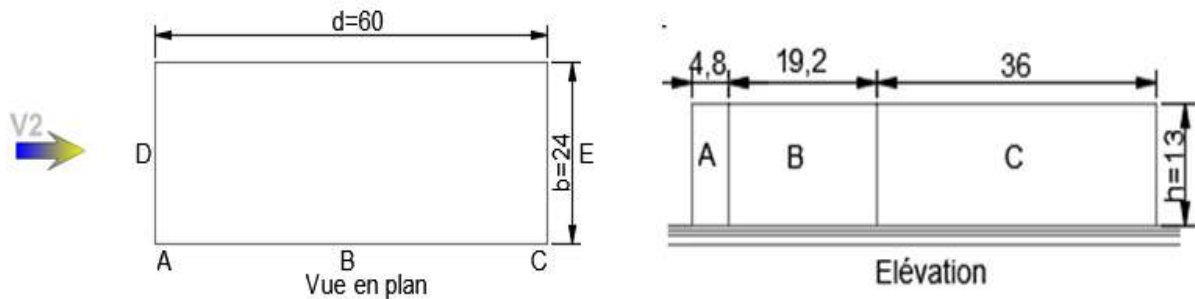


Figure III.5 : Dimension des parois verticales A ; B ; C

Tableau III.8 : Les surfaces des zones en m^2 de paroi vertical (V2)

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m^2)	62,4	249,6	468	312	312

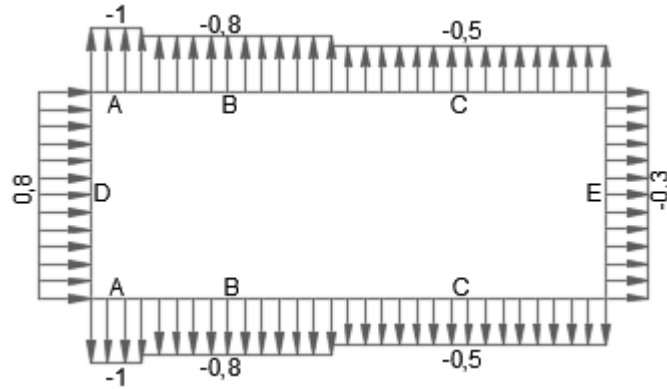


Figure III.6 : Caleur de $C_{pe,10}$ pour chaque paroi verticale (V2)

A.2.Toiture :

$b = 24\text{m}$

$d = 60\text{m}$

$e = \min(b ; 2h) = \min(24 ; 32) = 24\text{m}$; les parois de la toiture sont illustrées sur la figure suivante :

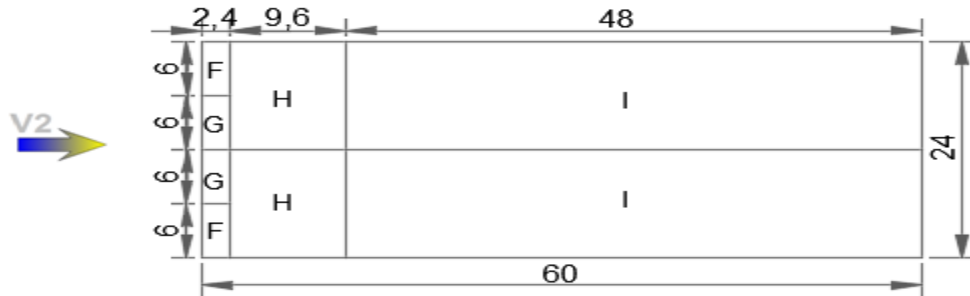


Figure III.7 : Dimension de la toiture (V2)

Tableau III.9 : Les surfaces des zones en m^2 de la toiture (V2)

Zone	F	G	H	I
Surface (m^2)	14,4	14,5	115,2	576

Tableau III.10 : valeur de $C_{pe,10}$ pour chaque zone (V2)

Zone	F	G	H	I
$C_{pe,10}(DP)$	-0,98	-0,84	-0,33	-0,42
$C_{pe,10}(SP)$	0,18	0,18	0,18	0

B.Calcul le coefficient de pression intérieure C_{pi} :

B.1.Vérification de la face dominante :

Il faut qu'il soit : $(6 \times 6) + (6 \times 3) = 2 \cdot [8 \cdot (2,05 \times 1,2)]$
 $54\text{m}^2 \neq 39,36\text{m}^2$

Donc le pignon ne représente pas une face dominante.

Calcul μ_p : $\mu_p = \frac{4 \cdot (2,05 \times 1,2) + 4 \cdot (2,05 \times 1,2)}{73,68} = 0,7$

$$\frac{h}{d} = \frac{12}{60} = 0,22$$

Par projection on trouve : $C_{pi} = 0,35$ (Fig.5.14 de RNV version 2013)

B.2.Calcul la pression aérodynamique W(z) en surpression de paroi vertical :

Tableau III.11 : Les valeurs des pressions W en surpressionde paroi vertical (V2)

Zone	$q_p(N/m^2)$	$C_{pe,10}$	C_{pi}	$C_{pe,10}-C_{pi}$	$W(N/m^2)$
A	702,375	-1	0,35	-1,35	-948,21
B	702,375	-0,8	0,35	-1,15	-807,73
C	702,375	-0,5	0,35	-0,85	-597,02
D	702,375	0,8	0,35	0,45	316,07
E	702,375	-0,3	0,35	-0,65	-456,54

B.3.Calcul la pression aérodynamique W(z) en surpression de toiture :

Tableau III.12 : Les valeurs des pressions W en surpressionde la toiture (V2)

Zone	$q_p(N/m^2)$	$C_{pe,10}(DP)$	$C_{pe,10}(SP)$	C_{pi}	$C_{pe,10}-C_{pi}$	$C_{pe,10}-C_{pi}$	$W_1(N/m^2)$	$W_2 (N/m^2)$
F	764,625	-0,98	0,18	0,35	-1,33	-0,17	-1016,95	-129,99
G	764,625	-0,84	0,18	0,35	-1,19	-0,17	-909,9	-129,99
H	764,625	-0,33	0,18	0,35	-0,68	-0,17	-519,95	-129,99
I	764,625	-0,42	0	0,35	-0,77	-0,35	-588,76	-267,62

III.2.6.Direction du vent V1 :

Calcul la pression aérodynamique W en surpression avec $C_{pi}= 0,35$.

Tableau III.13 : Les valeurs des pressions W en surpressionde paroi vertical (V1)

Zone	$q_p(N/m)$	$C_{pe,10}$	C_{pi}	$C_{pe,10}-C_{pi}$	$W(N/m^2)$
A'	702,375	-1	0,35	-1,35	-948,206
B'	702,375	-0,8	0,35	-1,15	-807,731
D	702,375	0,8	0,35	0,45	316,069
E	702,375	0,3	0,35	-0,65	-456,544

Tableau III.14 : Les valeurs des pressions W en surpressionde la toiture (V1)

Zone	$q_p(N/m^2)$	$C_{pe,10}(DP)$	$C_{pe,10}(SP)$	C_{pi}	$C_{pe,10}-C_{pi}$	$C_{pe,10}-C_{pi}$	$W_1(N/m^2)$	$W_2 (N/m^2)$
F	764,625	-0,98	0,18	0,35	-1,33	-0,17	-1016,951	-129,986
G	764,625	-0,84	0,18	0,35	-1,23	-0,17	-909,489	-129,986
H	764,625	-0,33	0,18	0,35	-0,68	-0,17	-519,945	-129,986
J	764,625	-0,42	0	0,35	-0,77	-0,35	-588,761	-267,619
I	764,625	-0,96	0,02	0,35	-1,31	-0,33	-1001,659	-252,326

III.2.7.Direction du vent V2 :

Calcul la pression aérodynamique W en dépression avec $C_{pi} = -0,45$.

Tableau III.15 : Les valeurs des pressions W en dépression de paroi vertical (V2)

Zone	$q_p(N/m^2)$	$C_{pe,10}$	C_{pi}	$C_{pe,10}-C_{pi}$	$W(N/m^2)$
A	702,375	-1	-0,45	-0,55	-386,306
B	702,375	-0,8	-0,45	-0,35	-245,831
C	702,375	-0,5	-0,45	-0,05	-35,119
D	702,375	0,8	-0,45	1,25	877,969
E	702,375	-0,3	-0,45	0,15	105,356

Tableau III.16 : Les valeurs des pressions W en dépression de la toiture (V2)

Zone	$q_p(N/m^2)$	$C_{pe,10}(DP)$	$C_{pe,10}(SP)$	C_{pi}	$C_{pe,10}-C_{pi}$	$C_{pe,10}-C_{pi}$	$W_1(N/m^2)$	$W_2 (N/m^2)$
F	764,625	-0,98	0,18	-0,45	-0,53	0,63	-405,251	481,714
G	764,625	-0,84	0,18	-0,45	-0,39	0,63	-298,204	481,714
H	764,625	-0,33	0,18	-0,45	0,12	0,63	91,755	481,714
I	764,625	-0,42	0	-0,45	0,03	0,45	22,939	344,082

Conclusion :

Dans notre cas les valeurs représentatives des cas les plus défavorables sont suivant la 2^{ème} direction de vent tel que :

- Pour la paroi verticale : $W = -948.21 \text{ N/m}^2$
- Pour la toiture : $W = 1016.95 \text{ N/m}^2$

III.2.8.Effet du frottement :

Les effets du frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à quatre fois l'aire totale de toutes les surfaces perpendiculaires au vent.

❖ Pour V1 :

La direction du V1 est perpendiculaire au Long-pan : $(S_1+S_2) \leq 4.(S_3+S_4)$

$$(24 \times 16).2 \leq 4.(60 \times 16).2$$

$768\text{m}^2 \leq 7680\text{m}^2$ la condition est vérifiée

❖ **Pour V2 :**

la direction du V2 est parallèle au Long-pan : $(S_3+S_4) \leq 4.(S_1+S_2).2$

$$(60 \times 16).2 \leq 4.(24 \times 16).2$$

$1920\text{m}^2 \leq 3072\text{m}^2$ la condition est vérifiée

Avec : S_1 et S_2 les surfaces du pignon

S_3 et S_4 les surfaces du Long-pan

Puisque les conditions sont vérifiées pour les deux directions du vent donc l'effet du frottement du vent est négligé.

IV. Introduction

Le séisme est lié à la concentration des contraintes dues à la collision entre les plaques tectoniques qui forment une dislocation au niveau des failles qui libère de l'énergie élastique sous forme d'ondes sismiques qui se propagent dans la terre.

Les séismes sont destructeurs et leur prédiction est très difficile, voire impossible. Par conséquent, la prévention contre les risques sismiques, consiste tout d'abord à construire des structures parasismiques, avec l'application stricte de toutes les prescriptions techniques, les règles et les normes régissant le domaine de la construction.

La conception parasismique a comme but d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis les effets des actions sismiques. Elle est basée sur le choix raisonné des formes et de la structuration du bâtiment, à partir des enseignements de l'expérience, accompagné d'un contrôle rigoureux de l'exécution sur le chantier. Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure : D'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent. D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Pour ces raisons le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99) préconise certaines conditions relatives à la conception et l'exécution des constructions .

IV.1. Présentation de logiciel utilisé

Dans notre projet nous avons choisi logiciel Autodesk ® Robot Structural Analysis qui est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les tout les types de structures. Nous avons l'utilisé aussi pour les différentes vérifications.

IV.2. Classification de la structure

Selon le règlement RPA 99v 2003 il est nécessaire de classier suivant plusieurs critères la structure avant de faire l'étude sismique.

IV.2.1. classification de la zone sismique :

Notre structure est située à la willaya de BLIDA qui est classée comme une zone de Sismicité élevée (**ZONE III**).

IV.2.2. classification selon l'importance de l'ouvrage :

Notre structure est classée comme un ouvrage courant ou importance moyenne (**Groupe 2**).

IV.2.3. classification de site :

Selon le rapport de sol le site d'implantation est classé comme un site ferme (**Catégorie S2**).

IV.2.4. classification du système de contreventement :

La structure est classée comme un ouvrage à Ossature contreventée par palées triangulées en V.

IV.2.5. classification selon la configuration de l'ouvrage :

- **Régularité en plan :**

a.1. la structure n'est pas symétrique dans les deux directions.

a.2. il faut vérifier que : $e_x \leq 15\% L_x$

$$e_y \leq 15\% L_y$$

Le sens X : $L_x = 24$ m

Les niveaux	e_x	15% L_x	Observation
1	0.02	3.6	vérifiée
2	0.37	3.6	vérifiée
3	0.35	3.6	vérifiée
4	0.06	3.6	vérifiée
5	1.02	3.6	vérifiée

Le sens Y : $L_y = 60$ m

Les niveaux	e_y	15% L_y	Observation
1	0.90	9	vérifiée
2	0.91	9	vérifiée
3	0.33	9	vérifiée
4	0.32	9	vérifiée
5	3.74	9	vérifiée

a.3. il faut vérifier que :

$$\frac{L_y}{L_x} \leq 4 \frac{60}{24} = 2.5 \leq 4 \text{ (C'est vérifié).}$$

Vérification des parties rentrantes ou saillantes :

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{6}{60} = 0.1 \leq 0.25 \text{ (vérifié)}$$

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{12}{24} = 0.5 \leq 0.25 \text{ (non vérifié)}$$

La structure est irrégulière en plan.

Conclusion :

Comme la structure est irrégulière en plan donc elle est classée comme irrégulière.

IV.3. Le choix de la méthode de calcul

Selon le règlement RPA 99 version 2003 nous avons trois méthodes de calcul de la force sismique :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographes.
- Méthode dynamique modale spectrale.

Pour notre projet, la méthode statique équivalente n'est pas permise car les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites, donc nous avons choisi la méthode modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans RPA 99 version 2003.

IV.3.1. La méthode modale spectrale :

IV.3.1.1. Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure [1].

IV.3.1.2. Modélisation :

- les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers.
- Seulement les déplacements horizontaux sont pris en considération

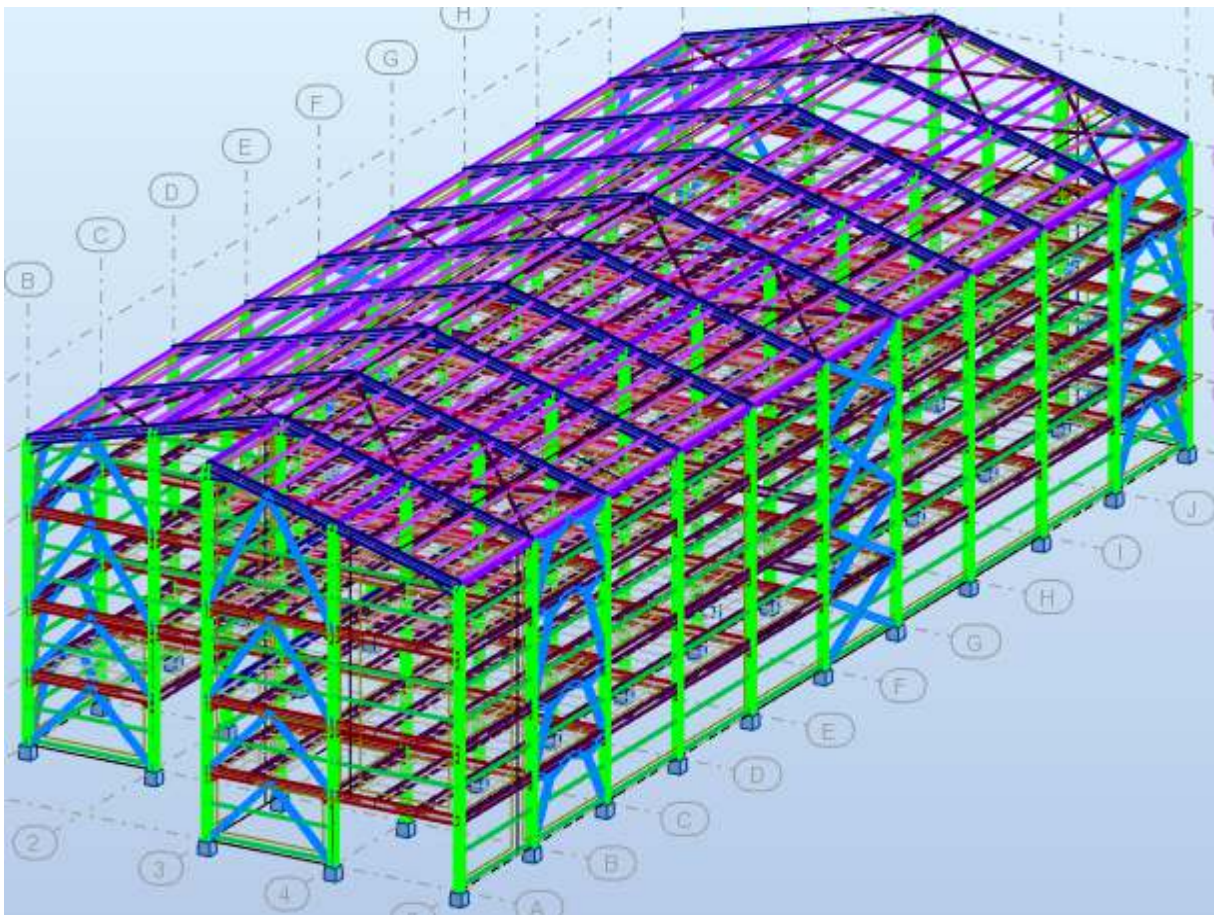


Figure IV.1: Model de calcul (Model final)

IV.3.1.3. Spectre de réponse :

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

- g : accélération de la pesanteur, (g =9,81N)
- A : coefficient d'accélération de zone.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- Q : Facteur de qualité.
- η: facteur de correction d'amortissement ($\eta = \sqrt{\frac{7}{2} + \xi} \geq 0.7$)

IV.3.1.4. Nombre de modes à considérer :

le nombre de modes de vibration considéré est déterminé par la relation suivante :

$$K \geq 3 \sqrt{N}$$

Où:

N : le nombre de niveaux au-dessus

N	K	Choix
4 niveaux	$K \geq 6$	13 modes

IV.3.1.5. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure est calculée dans les deux

Directions par la formule suivante : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

On détermine les paramètres :

• **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

- Groupe d'usage : 2
- Zone sismique : III (wilaya de Blida) \longrightarrow

A = 0.25

- **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

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).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site.

Catégorie S2 $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,40 \text{ sec} \end{cases}$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4}, T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

Avec :

- $C_T=0,085$: pour portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie
- h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
- D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

Tableau IV.1 : Résultat de facteur d'amplification dynamique moyen (D)

	C_T	h_N	D	T	T	D
Sens x-x	0.085	16	24	0.884	0.29	3.09
Sens y-y	0.085	16	60	0.884	0.19	4.11

- **Coefficient de comportement (R) :**

Ce coefficient dépend du système de contreventement de la structure, dans notre cas nous avons une structure à ossature contreventée par palées triangulées en V.

Donc on adopte : **R = 3.**

- **Facteur de qualité(Q) :**

Le facteur de qualité de la structure Q est déterminé par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Tableau IV.2 : Valeurs des pénalités P_q

Critère q	Observée	Pq x-x	Pq y-y
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	0.05
Redondance en plan	Oui	0	0
Régularité en plan	Non	0,05	0,05
Régularité en élévation	Non	0,05	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	0
$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$	/	1.2	1.2

- **poinds de la structure (W) :**

Le poids total de la structure est calculé de la manière suivante : $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Où :

- W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i ».
- W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i ».
- W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau « i ».
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.
 $\beta = 0,5$ (Entrepôts, hangars).

A partir de logiciel : **W = 24192.84 KN**

- **Le calcul de la force sismique V :**

Tableau IV.3 : Calcul de la force sismique V

	A	D	Q	R	W	V(KN)
Sens x-x	0.25	3.09	1.2	3	24212.03	7481.52
Sens y-y	0.25	4.11	1.2	3	24212.03	9951.14

IV.3.1.6.les caractéristiques dynamiques de la structure :

1. Les modes propres :

Nous avons résumé toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes par le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Les périodes et participations massiques

Mode	Période (s)	Les masses modales effectives cumulées (%)		Les masses modales effectives (%)		Observation
		Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y	
1	0.39	0.13	85.77	0.13	85.77	Translation suivant Y-Y
2	0.36	83.91	85.93	83.79	0.16	Translation suivant X-X
3	0.27	83.95	85.93	0.04	0.00	Rotation
4	0.22	85.76	86.00	1.81	0.07	
5	0.18	85.76	86.01	0.00	0.01	
6	0.18	85.77	86.01	0.01	0.00	
7	0.17	85.77	86.04	0.00	0.03	
8	0.17	85.78	86.04	0.01	0.00	
9	0.15	85.79	91.21	0.01	5.17	
10	0.14	85.84	91.24	0.05	0.03	
11	0.14	85.85	91.25	0.01	0.00	
12	0.14	85.85	91.25	0.01	0.00	
13	0.13	94.19	91.25	8.33	0.00	

Mode 1 :

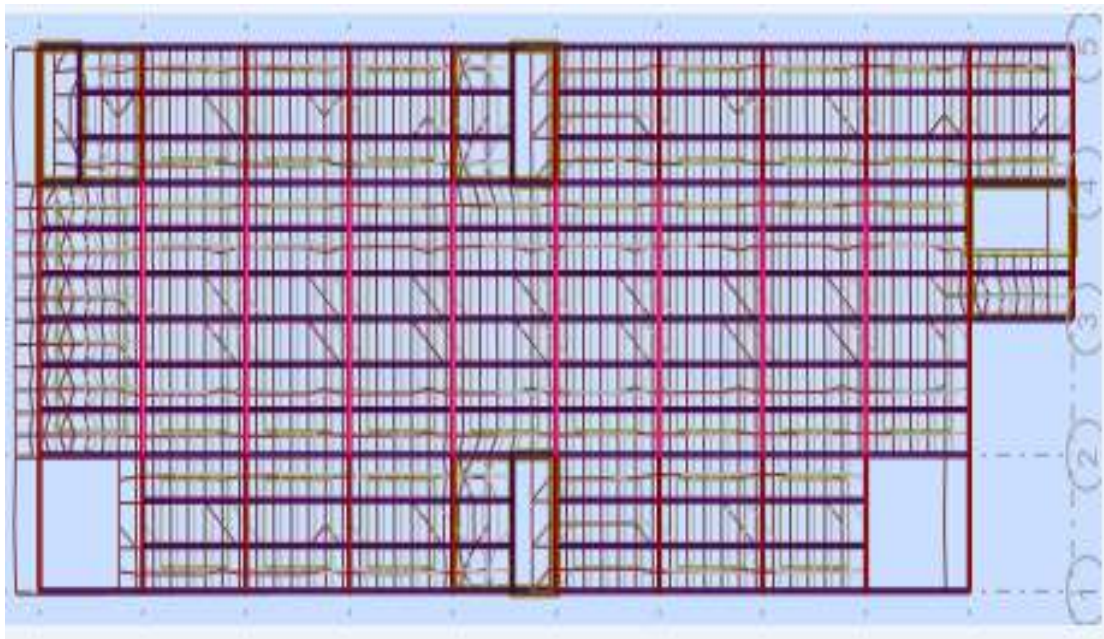


Figure IV.2 : Translation suivant y-y

Mode 2 :

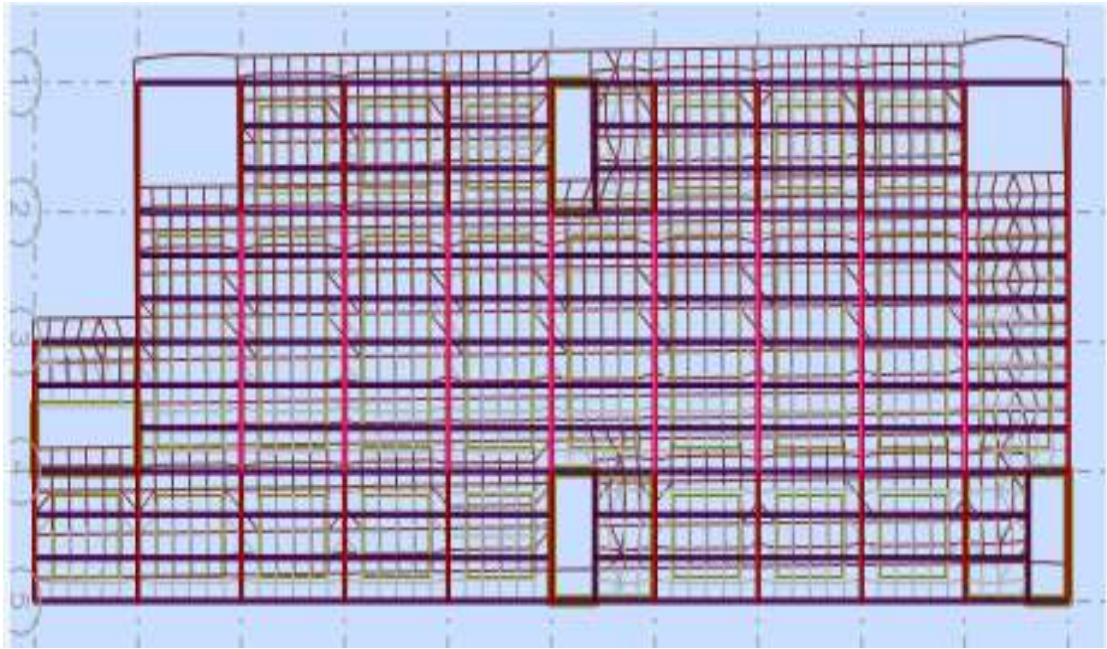


Figure IV.3 : Translation suivant x-x

Mode 3 :

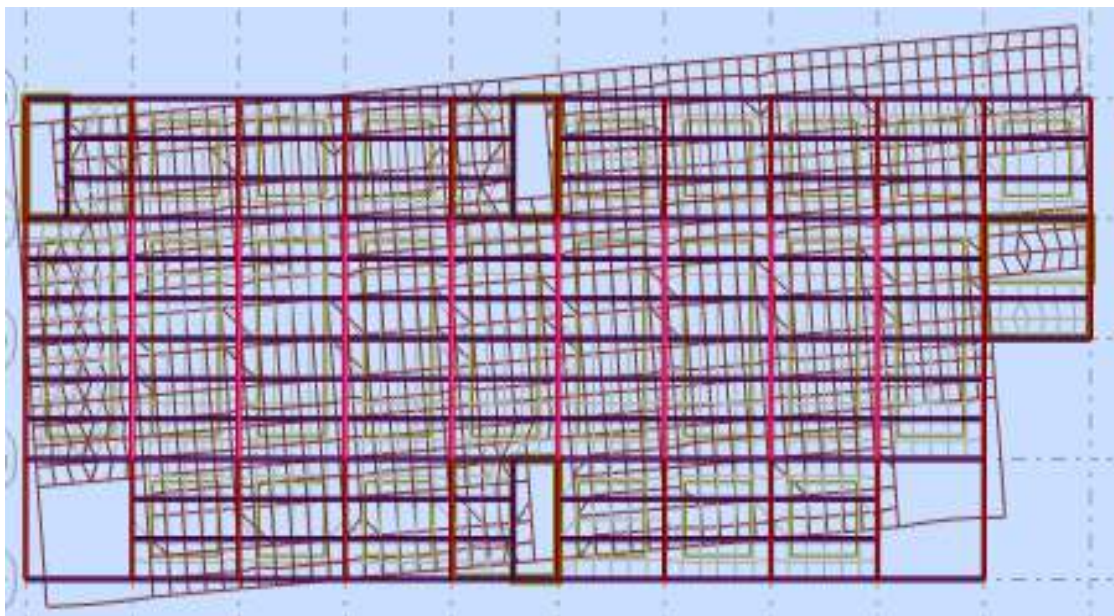


Figure IV.4 : Rotation de la structure

IV.3.1.7. Les vérifications selon RPA99 v 2003 :

1. Vérification de la période :

Les périodes calculés à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30 %.

$$T_{\text{empirique}} = C_T \times h^{3/4} = 0.085 \times 16^{3/4} = 0.68 \text{ s}$$

$T_{\text{empirique}} = 0,68 \times 1,3 = 0,884 \text{ s} > T_{\text{numérique}} = 0,39 \text{ s}$.

Donc la condition est vérifiée.

2. Vérification de la résultante des forces sismique :

Selon le “*RPA99 version 2003*”, il est nécessaire de vérifier 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,.....) par le rapport : $r = \frac{0,8V}{V_T}$.

Tableau IV.5 : Résultat de Vérification de la résultante des forces sismique

	V(KN)	0.8 V	F	$F \geq 0.8V$	r
Sens x-x	7481.52	5985.22	6436.36	vérifié	0.93
Sens y-y	9951.14	7960.91	6541.18	Non vérifié	1.22

A partir de logiciel : $F_x = \sqrt{6397.54^2 + 705.92^2} = 6436.36 \text{ KN}$

$F_y = \sqrt{559.86^2 + 6517.18^2} = 6541.18 \text{ KN}$

3. Vérification de déplacement inter-étages :

Il faut vérifier que : $D_x \leq \bar{D}$
 $D_y \leq \bar{D}$

Sens X-X :

Etage	δ_k (cm)	D_x (cm)	\bar{D} (m)	observation
1	0.8	0.8	3	vérifié
2	2.1	1.3	3	vérifié
3	3.4	1.3	4	vérifié
4	3.9	0.5	3	vérifié
5	2.9	-1	3	vérifié

Sens Y-Y :

Etage	δ_k (cm)	Dy (cm)	\bar{D} (m)	observation
1	1.3	1.4	3	vérifié
2	3	1.8	3	vérifié
3	4.8	2	4	vérifié
4	5.4	0.7	3	vérifié
5	6.6	1.3	3	vérifié

4. Vérification vis-à-vis l'effet P- Δ :

Il faut vérifier que :
$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

h_K : hauteur de l'étage 'K'.

Sens X-X :

Etage	P_K (KN)	V_K (KN)	Δ_K (cm)	h_K (cm)	Θ	Observation
1	4495.85	6366.31	0.8	300	0.002	Vérifie
2	9362.49	5951.31	1.3	300	0.007	Vérifie
3	9741.71	3915.09	1.3	400	0.008	Vérifie
4	10067.59	397.45	0.5	300	0.001	Vérifie
5	10607.19	282.37	-1	300	-0.006	Vérifie

Sens Y-Y :

Etage	P_K (KN)	V_K (KN)	Δ_K (cm)	h_K (cm)	Θ	Observation
1	4495.85	7930.99	1.4	300	0.002	Vérifie
2	9362.49	7388.26	1.8	300	0.007	Vérifie
3	9741.71	4826.04	2	400	0.009	Vérifie
4	10067.59	568.62	0.7	300	0.001	Vérifie
5	10607.19	439.73	1.3	300	0.005	Vérifie

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

5. Vérification de coefficient de comportement :

Pour la justification de l'interaction portique -contreventements, on doit vérifier que Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 25% des sollicitations dues aux charges verticales.

Sens X-X :

	E (totale)	E (stabilité)	Pourcentage
Suivant X-X	6397.54 KN	4922.81 KN	77 %
Suivant Y-Y	705.92 KN	622.33 KN	88 %

Sens Y-Y :

	E (totale)	E (stabilité)	Pourcentage
Suivant X-X	680.49 KN	554.04 KN	81%
Suivant Y-Y	7931.50 KN	6799.84 KN	86 %

Conclusion:

L'étude sismique a permis de vérifier le comportement de notre structure sous les charges dynamique appliquées et d'assurer la résistance de tous ses éléments.

Cette étude qui est faite à l'aide de logiciel (Rebot) nous a conduits de changer certains profilés et d'ajouter des systèmes de stabilités pour rigidifier notre construction et de vérifier les différents paramètres exigés par le règlement parasismique algérien (RPA 99v2003).

Tableau IV.5 : Le choix final des éléments de la structure

L'élément	Le profilé choisi
Panne	IPE 120
Traverse	IPE 400
Lisse de bardage	UPN 140
Poutre principale (L=12 m)	IPE 600
Poutre principale (L=6 m)	IPE 360
Poutre secondaire	IPE 330
Solive	IPE 330
Poteau	HEM 300
Stabilité en V	UPN 220
Stabilité en K et Stabilité en X	Double UPN 260
Contreventement	CAE 90*90*9

V. Introduction

Le règlement BAEL91 exige que toute structure ayant une dimension en plan supérieure à 25m, dans les régions sèches et à forte exposition à des variations de température, doive être vérifiée par une étude thermique.

Vu que l'une des dimensions en plan du bâtiment étudié est supérieure à 25m ; il est impératif de faire une étude thermique. Donc notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques et des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux.

V.1. Effet de la température

La température a une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers ; une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers.

V.1.1. Coefficient dilatation :

Le coefficient de dilatation du béton est de l'ordre de $7 \text{ à } 12 \cdot 10^{-6}$, il dépend de :

- La nature des agrégats.
- Rapport eau ciment E/C.
- L'humidité relative et de l'intervalle de température.

Ce coefficient est voisin de celui de l'acier qui est de l'ordre de 10^{-5} . Cette circonstance a permis le développement du béton armé.

Les ouvrages hyperstatiques étant soumis à des températures importantes, il est intéressant de mettre en vue un béton dont le coefficient de dilatation thermique soit le plus faible, ce résultat peut être obtenu en utilisant des adjuvants spéciaux.

V.1.2. Contrainte thermique :

La dilatation des éléments porteurs (poteaux, poutres ou voiles), dus aux variations de la température crée des contraintes dans ces éléments.

Si on considère une poutre bi encastree, soumise à une augmentation de température de t_0 à t , les réactions d'encastrement empêchent toute dilatation thermique ; des contraintes de traction ou de compression, apparaissent dans la poutre et leurs valeurs s'obtiennent par la condition d'invariance de la longueur de la poutre sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta t \dots\dots\dots (1)$$

$$\zeta = \frac{\Delta L}{l_0} \dots\dots\dots (2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient

$$\zeta = \alpha \Delta t \dots\dots\dots (3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de HOOKE qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E \times \zeta \dots\dots\dots(4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E \times \alpha \times \Delta t \dots\dots\dots(5)$$

Avec :

L : variation de la longueur de l'élément.

Δt : variation de la température

α : coefficient de dilatation thermique

L_0 : longueur de la poutre

σ : Contrainte thermique

E : module de YOUNG

On remarque que la variation de la température Δt a donné naissance à une contrainte σ sachant que les déplacements (allongements, rétrécissements) seront axiaux, la contrainte sera alors elle aussi axiale.

V.1.3. Convention de signe :

La contrainte thermique produite par un accroissement de la température se traduit par une contrainte de traction ou de compression est cela en fonction de l'augmentation ou de la diminution de la température :

$\Delta t > \Rightarrow \sigma > 0$ qui se traduit par une traction

$\Delta t < \Rightarrow \sigma < 0$ qui se traduit par une compression

V.3. Méthode de calcul

Afin de quantifier les efforts induits par la température dans les différents éléments de contreventement de la structure en égard des dimensions en plan, qui sont : $L_x = 24\text{m}$ $L_y = 60\text{m}$, un calcul à la température a été conduit sur la base de :

$$\Delta t = 35^\circ\text{C}, \alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Le calcul à été effectué sur les poutres de l'extrémité, les plus exposées à la variation de température.


Le calcul a été fait à l'aide du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017**, en introduisant le gradient de température comme charge d'accompagnement.

La sollicitation la plus défavorable est celle de l'ELU : $1,35G+1,5Q+0,8T$.


V.4. Résultats de calcul

Selon les vérifications tirées du fichier résultats de logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017** nous avons :

La lisse (sans température) :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas
850 LISSE_850	 UPN 140	ACIER E28	109.85	341.67	0.92	13 G+1.5SP V1

La lisse (avec température) :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas
866 LISSE_866	 UPN 140	ACIER E28	109.85	341.67	0.46	53 1.35G+1.5Q+0.8T

Conclusion :

L'effet thermique est négligeable par rapport au l'effet sismique et l'effet climatique (neige et vent).

VI. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments de chaque structure en génie civil (charpente métallique ;béton armé) donne nous la première proposition des éléments de structure et après la modélisation en **3D sous le Robot** on se rapproche au cas réel avec les vrais sollicitations alors dans cette étape on passe aux différentes vérifications des éléments (traction ;flambement ;flexion ect) pour le cas le plus défavorable tiré directement du logiciel.

VI.1. Vérifications les éléments de la toiture

VI.1.1. Les pannes :

VI.1.1.1. Combinaison des charges les plus défavorables :

A. Les charges et surcharges appliquées :

$$G = 0,28 \text{ kN/m}$$

$$Q = 0,44 \text{ kN/m}$$

$$W = -1,02 \times 1,3 = -1,33 \text{ kN/m}$$

$$S = 0,16 \times 1,3 = 0,21 \text{ kN/m}$$

B. La décomposition des charges :

❖ Suivant l'axe z-z :

$$G_{zz} = G \cdot \cos(\alpha) = 0,28 \times \cos(14) = 0,27 \text{ kN/m}$$

$$Q_{zz} = Q \cdot \cos(\alpha) = 0,44 \times \cos(14) = 0,43 \text{ kN/m}$$

$$W_{zz} = W = -1,33 \text{ kN/m}$$

$$S_{zz} = S \cdot \cos(\alpha) = 0,21 \times \cos(14) = 0,20 \text{ kN/m}$$

❖ Suivant l'axe y-y :

$$G_{yy} = G \cdot \sin(\alpha) = 0,28 \times \sin(14) = 0,07 \text{ kN/m}$$

$$Q_{yy} = Q \cdot \sin(\alpha) = 0,44 \times \sin(14) = 0,11 \text{ kN/m}$$

$$W_{yy} = 0$$

$$S_{yy} = S \cdot \sin(\alpha) = 0,21 \times \sin(14) = 0,05 \text{ kN/m}$$

C. Les combinaisons de charge :

❖ ELU :

$$(1) \begin{cases} q_z = G_z + 1,5W_z = 0,27 + 1,5 \times (-1,33) = -1,73 \text{ kN/m} \\ q_y = 1,35G_y + 1,5W_y = 1,35 \times 0,07 + 1,5 \times (-1,33) = 0,09 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z = 1,35G_z + 1,5S_z = 1,35 \times 0,27 + 1,5 \times 0,20 = 0,66 \text{ kN/m} \\ q_y = 1,35G_y + 1,5S_y = 1,35 \times 0,07 + 1,5 \times 0,05 = 0,17 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z = 1,35G_z + 1,5Q_z = 1,35 \times 0,27 + 1,5 \times 0,43 = 1,01 \text{ kN/m} \\ q_y = 1,35G_y + 1,5Q_y = 1,35 \times 0,07 + 1,5 \times 0,11 = 0,26 \text{ kN/m} \end{cases}$$

❖ ELS :

$$(1) \begin{cases} q_z = G_z + W_z = 0,27 - 1,33 = -1,06 \text{ kN/m} \\ q_y = G_y + W_y = 0,07 + 0 = 0,07 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z = G_z + S_z = 0,27 + 0,20 = 0,47 \text{ kN/m} \\ q_y = G_y + S_y = 0,07 + 0,05 = 0,12 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z = G_z + Q_z = 0,27 + 0,43 = 0,79 \text{ kN/m} \\ q_y = G_y + Q_y = 0,07 + 0,11 = 0,18 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Pour le critère de continuité on major les charges les plus défavorables par **1,25**.

❖ ELU :

$$\begin{cases} q_z = -1,73 \times 1,25 = -2,16 \text{ kN/m} \\ q_y = 0,09 \times 1,25 = 0,11 \text{ kN/m} \end{cases}$$

❖ ELS :

$$\begin{cases} q_z = -1,06 \times 1,25 = -1,33 \text{ kN/m} \\ q_y = 0,07 \times 1,25 = 0,09 \text{ kN/m} \end{cases}$$

VI.1.1.2. Les vérifications de la panne :

D'après la modélisation on a une panne du profilé **IPE 120** avec les liernes et elle est de classe 1 (voir chapitre II).

A. La flexion bi axiale :

$$\left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Pour les sections en **I** et **H** on a $\alpha = 2$; $\beta = 1$.

$$M_{y,Sd} = \frac{q_z^u \cdot l^2}{8} = \frac{|-2,16| \times 3^2}{8} = 2,43 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Sd} = \frac{q_y^u \cdot l^2}{8} = \frac{0,11 \times 1,5^2}{8} = 0,03 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{60,73 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 15,18 \text{ kN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{13,58 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 3,4 \text{ kN.m}$$

$$\left[\frac{2,43}{15,18} \right]^2 + \left[\frac{0,03}{3,4} \right]^1 = 0,03 \leq 1 \text{ la condition est vérifiée.}$$

B. L'effort tranchant :

$$V_{z,Sd} = V_{plz,Rd}$$

$$V_{z,Sd} = \frac{q_z^u \cdot l}{2} = \frac{|-2,43| \times 3}{2} = 3,65 \text{ kN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{531 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 100,18 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,04=4\%$.

$3,65kN \leq 0,5 \times 100,18=50,9kN$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. (5-4-7 EC3).

C. Déversement :

$M_{y,Sd} \leq M_{b,Rd}$; IPE 120 de classe 1 ($C_1=1,132$; $\beta_w=1$)

$$M_{y,Sd} = 2,43kN.m$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\left(\frac{3000}{14,5}\right)}{\sqrt{1,132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{(3000/14,5)}{(120/6,3)}\right)^2\right]^{0,25}} = 119,99$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{119,99}{86,4} = 1,38 \geq 0,4 \text{ donc on a un risque du déversement.}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (1,38 - 0,2) + 1,38^2) = 1,58$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,58 + \sqrt{(1,58^2 - 1,38^2)}} = 0,43$$

$$M_{b,Rd} = 0,43 \times 1 \times 60,73 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1} \times 10^{-6} = 6,53kN.m$$

$2,43kN \leq 6,53kN$ la condition est vérifiée avec $r=0,4=40\%$.

D. La rigidité :

$$f_{z,max} \leq f_{adm}$$

$$f_{z,max} = \frac{5 \times 1,33 \times 1500^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 27,67 \times 10^4} = 1,51mm$$

$$f_{adm} = \frac{1500}{200} = 7,5mm$$

La condition est vérifiée avec $r=0,2=20\%$

La vérification par le ROBOT :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲
1488 PANNE_14	OK IPE 120	ACIER E28	122.34	414.57	0.40
1312 PANNE_13	OK IPE 120	ACIER E28	122.34	414.57	0.30

VI.1.2. La traverse :

D'après le ROBOT on obtient les efforts suivants pour un profilé de IPE 400 :

- ✓ $M_{y,Sd} = -62,85kN.m$
- ✓ $V_{Sd} = -38,29kN$
- ✓ $N_{Sd} = 97,71kN$

Tableau VI.1 : Dimension caractéristique mécanique du profilé IPE 400

Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
IPE 400	66,3	8450	400	180	13,5	8,6

Caractéristiques					
I_y (mm ⁴) ×10 ⁴	I_z (mm ⁴) ×10 ⁴	W_{pl-y} (mm ³) ×10 ³	W_{pl-z} (mm) ×10 ³	i_y (mm) ×10	i_z (mm) ×10
23130	1318	1307	229	16,55	3,95

VI.1.1.2. Les vérifications de la traverse :

Pour toutes les vérifications on doit d'abord classer le profilé choisit **IPE 400**.

❖ **Classification du profilé :**

- La classe de l'âme

$$\frac{400 - (2 \times 13,5) - (2 \times 21)}{8,6} = 38,49 \leq 66,24$$

Donc l'âme est de **classe 1**.

- La classe de la semelle

$$\frac{90}{13,5} = 6,67 \leq 9,2$$

Donc la semelle est de **classe 1**.

Alors le profilé **IPE 400** est de **classe 1**.

A. La flexion :

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

$$M_{y,Sd} = |-62,85| = 62,85 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{1307 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 326,75 \text{ kN.m}$$

La condition est vérifiée avec un **r = 0,19 = 19%**.

B. L'effort tranchant :

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

$$V_{Sd} = |-38,29| = 38,29 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{4269 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 392 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée avec un **r = 0,09 = 9%**.

$38,29 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 196 \text{ kN}$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. **(5-4-7 EC3)**.

C. L'effort normal :

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

$$N_{Sd} = 97,71 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \min \left[0,25 \cdot N_{pl,Rd}; 0,5 \cdot \left(\frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \right) \right]$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{8450 \times 275}{1} \times 10^{-3} = 2323,75 \text{ kN}$$

$$\frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(A - 2b \cdot t_f) \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(8450 - 2 \times 180 \times 13,5) \times 275}{1} \times 10^{-3} = 987,25 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \min[0,25 \times 2323,75; 0,5 \times 987,25] = \min[580,94; 493,63] = 493,63 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée avec $r=0,2=20\%$.

D. Le déversement :

$M_{Sd} \leq M_{b,Rd}$; IPE 400 de classe 1 ($C_1=1,132$; $\beta_w=1$)

$$M_{Sd} = 62,85 \text{ kN.m}$$

$$L_{\text{Traverse}} = 12,4 - (2 \times 1,24) = 9,92 \text{ m}$$

$$\lambda_{LT} + \frac{\left(\frac{9920}{39,5}\right)}{\sqrt{1,132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{9920/39,5}{400/13,5}\right)^2\right]^{0,25}} = 161,25$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{161,25}{86,40} = 1,87 \geq 0,4 \text{ donc il ya risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \times (1,87 - 0,2) + 1,87^2] = 2,42$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,42 + \sqrt{(2,42^2 - 1,87^2)}} = 0,25$$

$$M_{b,Rd} = 0,25 \times 1 \times 1307 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1} \times 10^{-6} = 81,69 \text{ kN.m}$$

la condition est vérifiée avec $r=0,77 = 77\%$.

E. La rigidité :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{5 \times (1,99 + 0,44) \times 9920^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 23130 \times 10^4} = 6,31 \text{ mm}$$

Avec : $G = 1,99 \text{ kN}$

$Q = 0,44 \text{ kN}$

$$f_{max} = \frac{9920}{200} = 49,6 \text{ mm}$$

La condition est vérifiée avec $r=0,13=13\%$

La vérification par le ROBOT :

657 TRAVERS_6	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 400	ACIER E28	67.88	312.55	0.38
621 TRAVERS_6	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 400	ACIER E28	67.88	312.55	0.34

VI.2. Les lisses de bardage

D'après le ROBOT on obtient les efforts suivants pour un profilé de UNP 140 :

$$\checkmark M_{y,Sd} = 5,56 \text{ kN.m}$$

- ✓ $M_{z,Sd} = 6,69 \text{ kN.m}$
- ✓ $V_{Sd} = 7,53 \text{ kN}$

Tableau VI.2 : Dimension caractéristique mécanique du profilé UPN 140

Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
UPN 140	16	2040	140	60	10	7
	Caractéristiques					
	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	W _{pl-y} (mm ³) ×10 ³	W _{pl-z} (mm) ×10 ³	i _y (mm) ×10	i _z (mm) ×10
	605	62,7	103	26,3	5,45	1,75

VI.2.1. Les vérifications de la lisse de bardage :

Pour toutes les vérifications on doit d'abord classer le profilé choisi **UPN 140**.

❖ Classification du profilé :

- La classe de l'âme

$$\frac{140 - (2 \times 10) - (2 \times 10)}{7} = 14,3 \leq 66,24$$

Donc l'âme est de **classe 1**.

- La classe de la semelle

$$\frac{30}{10} = 3 \leq 9,2$$

Donc la semelle est de **classe 1**.

Alors le profilé **UPN 140** est de **classe 1**.

A. La flexion bi axiale :

$$M_{ply,Rd} = \frac{103 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 25,75 \text{ kN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{26,3 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 6,58 \text{ kN.m}$$

$$\left[\frac{5,56}{25,75} \right]^2 + \left[\frac{6,69}{6,58} \right]^1 = 0,99 \leq 1$$

La condition est vérifiée.

B. L'effort tranchant :

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

$$V_{sd} = 7,53kN$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{1041 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 165,28kN$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,05 = 5\%$.

$7,53kN \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 82,64kN$ pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. (5-4-7 EC3).

C. Le déversement :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} ; \text{UPN 140 de classe 1 } (C_1=1,132 ; \beta_w=1)$$

$$M_{sd} = 5,56kN.m$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\left(\frac{500}{17,5} \right)}{\sqrt{1,132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{500/17,5}{140/10} \right)^2 \right]^{0,25}} = 25,61$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{25,61}{86,40} = 0,3 \leq 0,4 \text{ pas de risque du déversement.}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (0,3 - 0,2) + 0,3^2) = 0,55$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,55 + \sqrt{0,55^2 - 0,3^2}} = 0,98$$

$$M_{b,Rd} = 0,98 \times 1 \times 103 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1} \times 10^{-6} = 25,24kN.m$$

la condition est vérifiée avec $r=0,22=22\%$.

D. La rigidité :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$G = (0,1142+0,02) \times 1,4+0,16 = 0,35kN/m \text{ donc } q_{sy} = 0,35kN/m$$

$$W = -0,95 \times 1,4 = -1,33kN/m \text{ donc } q_{sz} = 1,33kN/m$$

$$f_{maxy} = \frac{5 \times 0,35 \times 500^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 605 \times 10^4} = 2,24 \times 10^{-4}mm$$

$$f_{maxz} = \frac{5 \times 1,33 \times 500^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 62,7 \times 10^4} = 8,22 \times 10^{-3}mm$$

$$f_{adm} = \frac{500}{200} = 2,5mm$$

la condition est vérifiée.

la vérification par le ROBOT :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲
850 LISSE_850	OK UPN 140	ACIER E28	109.85	341.67	0.92
863 LISSE_863	OK UPN 140	ACIER E28	109.85	341.67	0.91

VI.3. Plancher courant et mezzanine

VI.3.1. Solive IPE 330 :

D'après le ROBOT on obtient les efforts suivants :

- ✓ $M_{sd} = 64,83 \text{ kN.m}$
- ✓ $V_{sd} = 52,63 \text{ kN}$

Tableau VI.3 : Dimension caractéristique mécanique du profilé IPE 330

Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
IPE 330	49,1	6260	330	160	11,5	7,5
	Caractéristiques					
	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	W _{pl-y} (mm ³) ×10 ³	W _{pl-z} (mm) ×10 ³	i _y (mm) ×10	i _z (mm) ×10
	11770	788,1	604,3	153,7	13,71	3,55

❖ **Classification du profilé :**

- La classe de l'âme

$$\frac{330 - (2 \times 11,5) - (2 \times 18)}{7,5} = 36,13 \leq 66,24$$

Donc l'âme est de **classe 1**.

- La classe de la semelle

$$\frac{80}{11,5} = 6,96 \leq 9,2$$

Donc la semelle est de **classe 1**.

Alors le profilé **IPE 330** est de **classe 1**.

VI.3.1.1. Les vérifications de la solive :

A. La flexion :

$$M_{Sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{Sd} = 64,83 \text{ kN.m}$$

$M_{pl,Rd}$ est calculé par la phase finale

A.1. Charge et combinaison de charge :

ELU : $q_u = 1,35 \times 0,491 + [1,35 \times 3,85 + 1,5 \times 5] \times 2 = 26,06 \text{ kN/m}$

$q_u = 1,35 \times 0,491 + [1,35 \times 3,85 + 1,5 \times 2,5] \times 2 = 18,56 \text{ kN/m}$

ELS : $q_s = 0,491 + (3,85 + 5) \times 2 = 18,19 \text{ kN/m}$

$q_s = 0,491 + (3,85 + 2,5) \times 2 = 13,19 \text{ kN/m}$

$b_{eff} = 1,5 \text{ m}$

A.2. Position de l'axe neutre plastique :

- $R_{béton} = 0,57 \times 25 \times 1500 \times 65 \times 10^{-3} = 1389,38 \text{ kN}$

- $R_{acier} = 0,95 \times 275 \times 6260 \times 10^{-3} = 1635,43 \text{ kN}$

Donc on a $R_{béton} \leq R_{acier}$ c'est-à-dire l'axe neutre plastique se trouve dans la poutre.

- $R_{acier} - R_{béton} = 1635,43 - 1389,38 = 246,05 \text{ kN}$

- $\frac{2 \times 160 \times 11,5 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 920 \text{ kN}$

On a $246,05 \text{ kN} \leq 920 \text{ kN}$ c'est-à-dire l'axe neutre plastique se trouve dans la semelle.

- $z = \frac{246,05 \times 10^3}{2 \times 160 \times 275} \times 1,1 + 65 + 55 = 123,08 \text{ mm}$

$$M_{pl,Rd} = 1635,43 \cdot (0,5 \times 330 + 0,5 \times 65 + 55) - 0,5 \times 246,05 \cdot (123,08 + 55) \times 10^{-3}$$

$$= 391,04 \text{ kN.m}$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,17 = 17\%$.

B. L'effort tranchant :

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

$$V_{Sd} = 52,63 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{3081 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 489,17 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,11 = 11\%$

$52,63 \text{ kN} \leq 0,5 \times 489,17 = 244,59 \text{ kN}$ pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. (5-4-7 EC3).

C. La rigidité :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 18,19 \times 6000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 11770 \times 10^4} = 12,42 \text{ mm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 13,19 \times 6000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 11770 \times 10^4} = 9,01mm$$

$$f_{adm} = \frac{6000}{250} = 24mm$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,52 = 52\%$ et $r = 0,38 = 38\%$.

La vérification par le ROBOT :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲
1953 SOLVE_19	☑ IPE 330	ACIER E28	43.77	169.11	0.85
2206 SOLVE_22	☑ IPE 330	ACIER E28	43.77	169.11	0.43

VI.3.2. La poutre secondaire IPE 330 :

D'après le ROBOT on obtient les efforts suivants :

- ✓ $M_{Sd} = 104,49kN/m$
- ✓ $V_{Sd} = 83,13kN/m$

VI.3.2.1. Les vérifications de la poutre secondaire :

A. La flexion :

$$M_{Sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{Sd} = 104,49kN.m$$

$$M_{pl,Rd} = 391,04kN.m$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,27 = 27\%$.

B. L'effort tranchant :

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

$$V_{Sd} = 83,13kN$$

$$V_{pl,Rd} = 489,17kN$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,17 = 17\%$.

$83,13kN \leq 0,5 \times 489,17 = 244,59kN$ pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. **(5-4-7 EC3)**.

C. La rigidité :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{tot} = 12,42mm$$

$$f_{adm} = 24mm$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,52 = 52\%$

La vérification par le ROBOT :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio
1906 PS_1906	OK IPE 330	ACIER E28	43.77	169.11	0.50
1907 PS_1907	OK IPE 330	ACIER E28	43.77	169.11	0.13

VI.3.3. La poutre porteuse IPE 600 :

La poutre a une longueur de $L = 12m$.

D'après le ROBOT on obtient les efforts suivants :

- ✓ $M_{sd} = 944,82 kN.m$
- ✓ $V_{sd} = 443,01 kN$

VI.3.3.1. Les vérifications de la poutre porteuse :

A. La flexion :

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

$$M_{sd} = 944,82 kN$$

$$M_{pl,Rd} = 1458,15 kN.m \text{ (calculer par la phase finale).}$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,65 = 65\%$.

B. L'effort tranchant :

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

$$V_{sd} = 443,31 kN$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{8378 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 1330,19 kN$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,33 = 33\%$.

$443,31 kN \leq 0,5 \times 1330,19 = 665,1 kN$ pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. (5-4-7 EC3).

C. La rigidité :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 54,32 \times 2000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 92080 \times 10^5} = 0,06 mm$$

$$f_{adm} = \frac{2000}{250} = 8 mm$$

La condition est vérifiée

La vérification par le ROBOT :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio
268 PP 12m_268	OK IPE 600	ACIER E28	44.83	257.16	0.57
273 PP 12m_273	OK IPE 600	ACIER E28	44.83	257.16	0.57

VI.3.4. La poutre porteuse IPE 360 :

La poutre a une longueur de $L = 6m$.

D'après le ROBOT on obtient les efforts suivants :

- ✓ $M_{Sd}=181,88kN.m$
- ✓ $V_{Sd}= 230,48kN$

Tableau VI.4 : Dimension caractéristique mécanique du profilé IPE 360

Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
IPE 360	57,1	7270	360	170	12,7	8
	Caractéristiques					
	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	W _{pl-y} (mm ³) ×10 ³	W _{pl-z} (mm) ×10 ³	i _y (mm) ×10	i _z (mm) ×10
	16270	1043	1019	191,1	35,14	3,79

❖ **Classification du profilé :**

- La classe de l'âme [Annexe A]

$$\frac{360 - (2 \times 12,7) - (2 \times 18)}{8} = 37,33 \leq 66,24$$

Donc l'âme est de **classe 1**.

- La classe de la semelle [Annexe B]

$$\frac{85}{12,7} = 6,69 \leq 9,2$$

Donc la semelle est de **classe 1**.

Alors le profilé **IPE 360** est de **classe 1**.

VI.3.4.1. Les vérifications de la poutre porteuse :

A. La flexion :

$$M_{Sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{Sd} = 181,88kN.m$$

$M_{pl,Rd}$ est calculé par la phase finale

A.1. Position de l'axe neutre :

- $R_{béton} = 0,57 \times 25 \times 1500 \times 65 \times 10^{-3} = 1389,38kN$
- $R_{acier} = 0,95 \times 275 \times 7270 \times 10^{-3} = 1899,29kN$

Donc on a $R_{béton} \leq R_{acier}$ c'est-à-dire l'axe neutre plastique se trouve dans la poutre.

- $R_{acier} - R_{béton} = 1899,29 - 1389,38 = 509,91kN$

$$\bullet \frac{2 \times 170 \times 12,7 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1079,5 \text{ kN}$$

On a $509,91 \text{ kN} \leq 1079,5 \text{ kN}$ c'est-à-dire l'axe neutre plastique se trouve dans la semelle.

$$z = \frac{509,91 \times 10^3}{2 \times 170 \times 275} \times 1,1 + 65 + 55 = 126 \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd} = 1899,29 \cdot (0,5 \times 360 + 0,5 \times 65 + 55) - 0,5 \times 509,91 \cdot (126 + 55) \cdot 10^{-3} \\ = 461,91 \text{ kN.m}$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,39 = 39\%$.

B. L'effort tranchant :

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

$$V_{Sd} = 230,48 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{3514 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 557,92 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,41 = 41\%$

$230,48 \text{ kN} \leq 0,5 \times 557,92 = 278,96 \text{ kN}$ pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. (5-4-7 EC3).

C. La rigidité :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 53,67 \times 2000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 16270 \times 10^4} = 0,33 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{2000}{250} = 8 \text{ mm}$$

La condition est vérifiée

La vérification par le ROBOT :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲
186 PP 6M_186	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 360	ACIER E28	36.73	158.14	0.82
202 PP 6M_202	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 360	ACIER E28	36.73	158.14	0.82

VI.4. La sablière HEA 140

D'après le ROBOT on obtient les efforts suivants :

- ✓ $M_{y,Sd} = 3,85 \text{ kN.m}$
- ✓ $M_{z,Sd} = 0,97 \text{ kN.m}$
- ✓ $V_{Sd} = 52,63 \text{ kN}$
- ✓ $f_{max} = 2,3 \text{ cm}$

Tableau VI.5 : Dimension caractéristique mécanique du profilé HEA 140

Poids	Section	Dimensions
-------	---------	------------

Abrégée	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
HEA 140	24,7	3140	133	140	8,5	5,5
	Caractéristiques					
	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	W _{pl-y} (mm ³) ×10 ³	W _{pl-z} (mm ³) ×10 ³	i _y (mm) ×10	i _z (mm) ×10
	1033	389,3	173,5	84,85	5,73	3,52

VI.4.1. Les vérifications de la sablière :

Pour toute les vérifications on doit d'abord classer le profilé choisit **HEA 140**.

❖ Classification du profilé :

- La classe de l'âme

$$\frac{133 - (2 \times 8,5) - (2 \times 12)}{5,5} = 16,73 \leq 66,24$$

Donc l'âme est de **classe 1**.

- La classe de la semelle

$$\frac{70}{8,5} = 8,24 \leq 9,2$$

Donc la semelle est de **classe 1**.

Alors le profilé **HEA 140** est de **classe 1**.

A. La flexion bi axiale :

$$M_{ply,Rd} = \frac{173,5 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 43,38 kN.m$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{84,85 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 21,21 kN.m$$

$$\left[\frac{3,85}{43,38} \right]^2 + \left[\frac{0,97}{21,21} \right]^2 = 0,05 \leq 1$$

La condition est vérifiée.

B. L'effort tranchant :

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

$$V_{sd} = 52,63 kN$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{1012 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 160,68 kN$$

La condition est vérifiée avec un **r = 0,33=33%**.

$52,63 kN \leq 0,5 \times 160,68 = 80,34 kN$ pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. **(5-4-7 EC3)**.

C. Le déversement :

$$M_{Sd} \leq M_{b,Rd} ; \text{HEA 140 de classe 1 } (C_1=1,132 ; \beta_w=1)$$

$$M_{Sd} = 3,85kN.m$$

$$\lambda_{LT} + \frac{\left(\frac{6000}{35,2}\right)}{\sqrt{1,132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{(6000/35,2)}{(133/8,5)}\right)^2\right]^{0,25}} = 98,73$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{98,73}{86,40} = 1,14 > 0,4 \text{ il ya le risque de déversement.}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (1,14 - 0,2) + 1,14^2) = 1,25$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,25 + \sqrt{1,25^2 - 1,14^2}} = 0,57$$

$$M_{b,Rd} = 0,57 \times 1 \times 173,5 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1} \times 10^{-6} = 24,72kN.m$$

la condition est vérifiée avec $r=0,16=16\%$.

D. La rigidité :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = 2,3cm$$

$$f_{adm} = \frac{600}{200} = 3cm$$

la condition est vérifiée avec $r=0,77=77\%$.

La vérification par le ROBOT :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲
886 SABILIERE _	HEA 140	ACIER E28	104.63	170.45	0.21
878 SABILIERE _	HEA 140	ACIER E28	104.63	170.45	0.20

VI.5.Les poteaux

VI.5.1.Les étapes de calcul :

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

Cas 1 : N_{sd} maximal et $M_{y,sd}$ et $M_{z,sd}$ correspondant.

Cas 2 : $M_{y,sd}$ maximal et N_{sd} et $M_{z,sd}$ correspondant.

Cas 3 : $M_{z,sd}$ maximal et N_{sd} et $M_{y,sd}$ correspondant.

Les éléments sollicités en compression flexion doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Rd}}{W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Avec :

$$\checkmark K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{Sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$\checkmark \mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}\right) \leq 0,90$$

- ✓ $K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$
- ✓ $\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right) \leq 0,90$
- ✓ $\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$
- ✓ β_{My} et β_{Mz} sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

Détermination de la longueur de flambement :

Mode d'instabilité à nœuds fixes :

$$\frac{L_f}{L_0} = \left(\frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2} \right)$$

Avec :

- ✓ $\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{p11} + K_{p12}}$
- ✓ $\eta_2 = \frac{K_c + K_{c2}}{K_c + K_{c2} + K_{p21} + K_{p22}}$
- ✓ K_c c'est la rigidité de poteau concerné
- ✓ K_{c1} et K_{c2} la rigidité des poteaux adjacents
- ✓ K_p la rigidité des poutres associées au nœud considéré

Pour les deux types de poteaux (centre et rive) on ana un **HEM300**.

Hauteur d'étage 4m.

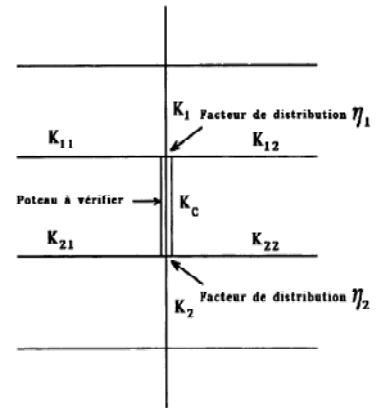


Tableau VI.6 : Dimension caractéristique mécanique du profilé HEM 300

Profile	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	W _{el,y} (cm ³)	W _{el,z} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
HEM 300	303,1	59200	19400	4078	1913	3482	1252	13,98	8

VI.5.1.1.Poteau du centre :

Plan y-y : $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{L_{fy}/i_y}{93,9 \cdot \varepsilon} ; \left(\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 \right)$

Plan z-z : $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{L_{fz}/i_z}{93,9 \cdot \varepsilon}$

Alors :

Plan y-y : $K_c = \frac{I_y}{h} = \frac{59200 \times 10^4}{4 \times 10^3} = 148000 mm^3$

$$K_{c1} = K_{c2} = \frac{59200 \times 10^4}{3 \times 10^3} = 197333,33 mm^3$$

$$K_{p11} = K_{p12} = K_{p21} = K_{p22} = \frac{I_{y(PE330)}}{L} = \frac{11770 \times 10^4}{6 \times 10^3} = 19616,67 mm^3$$

$$\begin{cases} \eta_1 = 0,90 \\ \eta_2 = 0,90 \end{cases} ; \frac{L_{fy}}{L_0} = 0,87 \rightarrow \frac{L_{fy}}{4} = 0,87 \rightarrow L_{fy} = 3,48m$$

$$\text{Plan z-z : } K_c = \frac{I_z}{h} = \frac{19400 \times 10^4}{1,4 \times 10^3} = 138571,43 \text{ mm}^3$$

$$K_{c1} = K_{c2} = 138571,43 \text{ mm}^3$$

$$K_{p11} = K_{p21} = \frac{I_{z(\text{IPE360})}}{L} = \frac{1043 \times 10^4}{6 \times 10^3} = 1738,33 \text{ mm}^3$$

$$K_{p22} = K_{p12} = \frac{I_{z(\text{IPE600})}}{L} = \frac{3387 \times 10^4}{12 \times 10^3} = 2822,5 \text{ mm}^3$$

$$\begin{cases} \eta_1 = 0,98 \\ \eta_2 = 0,98 \end{cases} ; \frac{L_{fz}}{1,4} = 0,95 \rightarrow L_{fz} = 1,33 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{3480/139,8}{86,4} = 0,3 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{1333/80}{86,4} = 0,2 \end{cases} \text{ risque du flambement en plan y-y } (\bar{\lambda}_y > 0,2).$$

Le choix de la courbe du flambement :

$$\frac{h_{(\text{HEM300})}}{b} = \frac{340}{310} = 1,09 \leq 1,2 \text{ et } t_f = 39 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}$$

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

$$\alpha_y = 0,34 \text{ et } \alpha_z = 0,49$$

$$\begin{cases} \text{Plan y - y: } \phi_y = 0,5 \times (1 + 0,34 \times (0,3 - 0,2) + 0,3^2) = 0,56 \\ \text{Plan z - z: } \phi_z = 0,5 \times (1 + 0,49 \times (0,2 - 0,2) + 0,2^2) = 0,52 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Plan y - y: } \chi_y = \frac{1}{0,56 + \sqrt{0,56^2 - 0,3^2}} = 0,97 \\ \text{Plan z - z: } \phi_z = \frac{1}{0,52^2 + \sqrt{0,52^2 - 0,2^2}} = 1 \end{cases} \rightarrow \chi_{\min} = 0,97$$

A. Cas 1 : $N_{Sd}^{max} \rightarrow M_{y,Sd}^{corr}$ et $M_{z,Sd}^{corr}$

$$N_{Sd}^{max} = 1397,97 \text{ kN} ; M_{y,Sd}^{corr} = 34,26 \text{ kN.m} ; M_{z,Sd}^{corr} = 6,90 \text{ kN.m}$$

Sous la combinaison plus défavorable **1,35G + 1,5Q**.

$$\beta_{M,\varphi} = 1,8 - 0,7\varphi ; \varphi = \frac{M_1}{M_2}$$



$$\begin{cases} \varphi_y = \frac{21,52}{23,23} = 0,93 \Rightarrow \beta_{My} = 1,15 \\ \varphi_z = \frac{-0,99}{-1,31} = 0,76 \Rightarrow \beta_{Mz} = 1,27 \end{cases} \quad -1 \leq \varphi \leq 1$$

$$\begin{cases} \mu_y = 0,3 \times (2 \times 1,15 - 4) + \left(\frac{4078 - 3482}{3482} \right) = -0,39 \leq 0; 90 \\ \mu_z = 0,20 \times (2 \times 1,27 - 4) + \left(\frac{1913 - 1252}{1252} \right) = 0,24 \leq 0,90 \end{cases}$$

$$\begin{cases} K_y = 1 + \frac{0,39 \times 1397,97 \times 10^3}{0,97 \times 30310 \times 275} = 1,07 \leq 1,50 \\ K_z = 1 - \frac{0,24 \times 1397,97 \times 10^3}{1 \times 30310 \times 275} = 0,96 \leq 1,50 \end{cases}$$

$$\frac{1397,97 \times 10^3}{0,97 \times 30310 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,07 \times 34,26 \times 10^6}{4078 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,96 \times 6,90 \times 10^6}{1913 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} = 0,20 \leq 1$$

La condition est vérifiée.

B. Cas 2 : $M_{y,Sd}^{max} \rightarrow N_{Sd}^{corr}$ et $M_{z,Sd}^{corr}$

$$M_{y,Sd}^{max} = 464,88 kN.m ; N_{Sd}^{corr} = 665,54 kN ; M_{z,Sd}^{corr} = 24,32 kN.m$$

Sous la combinaison plus défavorable **G + Q – Ex**.

$$\begin{cases} \varphi_y = \frac{30,04}{43,51} = 0,69 \Rightarrow \beta_{My} = 1,32 \\ \varphi_z = \frac{1,13}{2,78} = 0,41 \Rightarrow \beta_{Mz} = 1,51 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_y = 0,30 \times (2 \times 1,32 - 4) + \left(\frac{4078 - 3482}{3482} \right) = -0,24 \leq 0,90 \\ \mu_z = 0,20 \times (2 \times 1,51 - 4) + \left(\frac{1913 - 1252}{1252} \right) = 0,33 \leq 0,90 \end{cases}$$

$$\begin{cases} K_y = 1 + \frac{0,24 \times 665,54 \times 10^3}{0,97 \times 30310 \times 275} = 1,02 \leq 1,50 \\ K_z = 1 - \frac{0,33 \times 665,54 \times 10^3}{1 \times 30310 \times 275} = 0,97 \leq 1,150 \end{cases}$$

$$\frac{665,54 \times 10^3}{0,97 \times 30310 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,02 \times 464,88 \times 10^6}{4078 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,97 \times 24,32 \times 10^6}{1913 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} = 0,60 \leq 1$$

La condition est vérifiée.

C. Cas 3 : $M_{z,Sd}^{max} \rightarrow N_{Sd}^{corr}$ et $M_{y,Sd}^{corr}$

$$M_{z,Sd}^{max} = 83,58 kN.m ; N_{Sd}^{corr} = 720,93 kN ; M_{y,Sd}^{corr} = 12,75 kN.m$$

Sous la combinaison plus défavorable **G + Q + Ey**.

$$\text{Plan y-y : } K_c = \frac{I_y}{h} = \frac{59200 \times 10^4}{4 \times 10^3} = 148000 mm^3$$

$$K_{c1} = K_{c2} = \frac{59200 \times 10^4}{3 \times 10^3} = 197333,33 mm^3$$

$$K_{p11} = K_{p12} = K_{p21} = K_{p22} = \frac{I_{y(PE330)}}{L} = \frac{11770 \times 10^4}{6 \times 10^3} = 19616,67 mm^3$$

$$\begin{cases} \eta_1 = 0,90 \\ \eta_2 = 0,90 \end{cases} ; \frac{L_{fy}}{L_0} = 0,87 \rightarrow \frac{L_{fy}}{4} = 0,87 \rightarrow L_{fy} = 3,48 m$$

$$\text{Plan z-z : } K_c = \frac{I_z}{h} = \frac{19400 \times 10^4}{1,4 \times 10^3} = 138571,43 \text{mm}^3$$

$$K_{c1} = K_{c2} = 138571,43 \text{mm}^3$$

$$K_{p11} = K_{p21} = K_{p22} = K_{p12} = \frac{I_{z(\text{IPE360})}}{L} = \frac{1043 \times 10^4}{6 \times 10^3} = 1738,33 \text{mm}^3$$

$$\begin{cases} \eta_1 = 0,99 \\ \eta_2 = 0,99 \end{cases} ; \frac{L_{fz}}{1,4} = 0,96 \rightarrow L_{fz} = 1,34 \text{m}$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{3480/139,8}{86,4} = 0,3 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{1340/80}{86,4} = 0,2 \end{cases} \text{risque du flambement en plan y-y } (\bar{\lambda}_y > 0,2).$$

$$\begin{cases} \text{Plan y - y: } \phi_y = 0,5 \times (1 + 0,34 \times (0,3 - 0,2) + 0,3^2) = 0,56 \\ \text{Plan z - z: } \phi_z = 0,5 \times (1 + 0,49 \times (0,2 - 0,2) + 0,2^2) = 0,52 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Plan y - y: } \chi_y = \frac{1}{0,56 + \sqrt{0,56^2 - 0,3^2}} = 0,97 \\ \text{Plan z - z: } \phi_z = \frac{1}{0,52^2 + \sqrt{0,52^2 - 0,2^2}} = 1 \end{cases} \rightarrow \chi_{\min} = 0,97$$

$$\begin{cases} \varphi_y = \frac{9,57}{12,75} = 0,75 \Rightarrow \beta_{My} = 1,28 \\ \varphi_z = \frac{4,57}{83,58} = 0,05 \Rightarrow \beta_{Mz} = 1,77 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_y = 0,3 \times (2 \times 1,28 - 4) + \left(\frac{4078 - 3482}{3482} \right) = -0,26 \leq 0; 90 \\ \mu_z = 0,20 \times (2 \times 1,77 - 4) + \left(\frac{1913 - 1252}{1252} \right) = 0,44 \leq 0,90 \end{cases}$$

$$\begin{cases} K_y = 1 + \frac{0,26 \times 720,93 \times 10^3}{0,97 \times 30310 \times 275} = 1,02 \leq 1,50 \\ K_z = 1 - \frac{0,44 \times 720,93 \times 10^3}{1 \times 30310 \times 275} = 0,96 \leq 1,50 \end{cases}$$

$$\frac{720,93 \times 10^3}{0,97 \times 30310 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,02 \times 12,75 \times 10^6}{4078 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,96 \times 83,58 \times 10^6}{1913 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} = 0,28 \leq 1$$

Donc le poteau central **HEM 300** est vérifié.

La vérification par le ROBOT :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲
598 POT C_598	HEM 300	ACIER E28	21.47	37.49	0.52
592 POT C_592	HEM 300	ACIER E28	28.62	49.99	0.51

VI.5.1.1. Poteau du rive :

A. Cas 1 : $N_{Sd}^{max} \rightarrow M_{y,Sd}^{corr}$ et $M_{z,Sd}^{corr}$

$$N_{Sd}^{max} = 2826,79 \text{kN.m} ; M_{y,Sd}^{corr} = 88,69 \text{kN.m} ; M_{z,Sd}^{corr} = 88,90 \text{kN.m}$$

Sous la combinaison plus défavorable **G + Q + Ey**.

$$\text{Plan y-y : } K_c = \frac{I_y}{h} = \frac{59200 \times 10^4}{4 \times 10^3} = 148000 \text{ mm}^3$$

$$K_{c1} = K_{c2} = \frac{59200 \times 10^4}{3 \times 10^3} = 197333,33 \text{ mm}^3$$

$$K_{p11} = K_{p12} = K_{p21} = K_{p22} = \frac{I_{y(YPE330)}}{L} = \frac{11770 \times 10^4}{6 \times 10^3} = 19616,67 \text{ mm}^3$$

$$\begin{cases} \eta_1 = 0,90 \\ \eta_2 = 0,90 \end{cases} ; \frac{L_{fy}}{L_0} = 0,87 \rightarrow \frac{L_{fy}}{4} = 0,87 \rightarrow L_{fy} = 3,48 \text{ m}$$

$$\text{Plan z-z : } K_c = \frac{I_z}{h} = \frac{19400 \times 10^4}{1,4 \times 10^3} = 138571,43 \text{ mm}^3$$

$$K_{c1} = K_{c2} = 138571,43 \text{ mm}^3$$

$$K_{p11} = K_{p21} = \frac{I_{z(YPE360)}}{L} = \frac{1043 \times 10^4}{6 \times 10^3} = 1738,33 \text{ mm}^3$$

$$K_{p22} = K_{p12} = 0$$

$$\begin{cases} \eta_1 = 0,99 \\ \eta_2 = 0,99 \end{cases} ; \frac{L_{fz}}{1,4} = 0,96 \rightarrow L_{fz} = 1,34 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{3480/139,8}{86,4} = 0,3 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{1343/80}{86,4} = 0,2 \end{cases}$$

risque du flambement en plan y-y ($\bar{\lambda}_y > 0,2$).

$$\begin{cases} \text{Plan y - y : } \phi_y = 0,5 \times (1 + 0,34 \times (0,3 - 0,2) + 0,3^2) = 0,56 \\ \text{Plan z - z : } \phi_z = 0,5 \times (1 + 0,49 \times (0,2 - 0,2) + 0,2^2) = 0,52 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Plan y - y : } \chi_y = \frac{1}{0,56 + \sqrt{0,56^2 - 0,3^2}} = 0,97 \\ \text{Plan z - z : } \phi_z = \frac{1}{0,52^2 + \sqrt{0,52^2 - 0,2^2}} = 1 \end{cases} \rightarrow \chi_{min} = 0,97$$

$$\begin{cases} \varphi_y = \frac{3,57}{88,69} = 0,04 \Rightarrow \beta_{My} = 1,77 \\ \varphi_z = \frac{4,10}{88,90} = 0,05 \Rightarrow \beta_{Mz} = 1,77 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_y = 0,3 \times (2 \times 1,77 - 4) + \left(\frac{4078 - 3482}{3482} \right) = 0,03 \leq 0,90 \\ \mu_z = 0,20 \times (2 \times 1,77 - 4) + \left(\frac{1913 - 1252}{1252} \right) = 0,44 \leq 0,90 \end{cases}$$

$$\begin{cases} K_y = 1 - \frac{0,03 \times 2826,79 \times 10^3}{0,97 \times 30310 \times 275} = 0,99 \leq 1,50 \\ K_z = 1 - \frac{0,44 \times 2826,79 \times 10^3}{1 \times 30310 \times 275} = 0,85 \leq 1,50 \end{cases}$$

$$\frac{2826,79 \times 10^3}{0,97 \times 30310 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,99 \times 88,69 \times 10^6}{4078 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,85 \times 88,90 \times 10^6}{1913 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} = 0,63 \leq 1$$

La condition est vérifiée.

B. Cas 2 : $M_{y,Sd}^{max} \rightarrow N_{Sd}^{corr}$ et $M_{z,Sd}^{corr}$

$$M_{y,Sd}^{max} = 213,01 kN.m ; N_{Sd}^{corr} = 414,67 kN ; M_{z,Sd}^{corr} = 7,59 kN.m$$

Sous la combinaison plus défavorable **G + Q + Ex**.

$$\text{Plan y-y : } K_c = \frac{I_y}{h} = \frac{59200 \times 10^4}{4 \times 10^3} = 148000 mm^3$$

$$K_{c1} = K_{c2} = \frac{59200 \times 10^4}{3 \times 10^3} = 197333,33 mm^3$$

$$K_{p11} = K_{p12} = K_{p21} = K_{p22} = \frac{I_{y(YPE330)}}{L} = \frac{11770 \times 10^4}{6 \times 10^3} = 19616,67 mm^3$$

$$\begin{cases} \eta_1 = 0,90 \\ \eta_2 = 0,90 \end{cases} ; \frac{L_{fy}}{L_0} = 0,87 \rightarrow \frac{L_{fy}}{4} = 0,87 \rightarrow L_{fy} = 3,48 m$$

$$\text{Plan z-z : } K_c = \frac{I_z}{h} = \frac{19400 \times 10^4}{1,4 \times 10^3} = 138571,43 mm^3$$

$$K_{c1} = K_{c2} = 138571,43 mm^3$$

$$K_{p22} = K_{p12} = \frac{I_{z(YPE360)}}{L} = \frac{1043 \times 10^4}{6 \times 10^3} = 1738,33 mm^3$$

$$K_{p11} = K_{p21} = 0$$

$$\begin{cases} \eta_1 = 0,99 \\ \eta_2 = 0,99 \end{cases} ; \frac{L_{fz}}{1,4} = 0,96 \rightarrow L_{fz} = 1,34 m$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{3480/139,8}{86,4} = 0,3 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{1343/80}{86,4} = 0,2 \end{cases} \text{ risque du flambement en plan y-y } (\bar{\lambda}_y > 0,2).$$

$$\begin{cases} \text{Plan y - y: } \phi_y = 0,5 \times (1 + 0,34 \times (0,3 - 0,2) + 0,3^2) = 0,56 \\ \text{Plan z - z: } \phi_z = 0,5 \times (1 + 0,49 \times (0,2 - 0,2) + 0,2^2) = 0,52 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Plan y - y: } \chi_y = \frac{1}{0,56 + \sqrt{0,56^2 - 0,3^2}} = 0,97 \\ \text{Plan z - z: } \phi_z = \frac{1}{0,52^2 + \sqrt{0,52^2 - 0,2^2}} = 1 \end{cases} \rightarrow \chi_{min} = 0,97$$

$$\begin{cases} \varphi_y = \frac{6,60}{213,01} = 0,04 \Rightarrow \beta_{My} = 1,77 \\ \varphi_z = \frac{3,04}{7,59} = 0,4 \Rightarrow \beta_{Mz} = 1,52 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_y = 0,3 \times (2 \times 1,77 - 4) + \left(\frac{4078 - 3482}{3482} \right) = 0,03 \leq 0,90 \\ \mu_z = 0,20 \times (2 \times 1,52 - 4) + \left(\frac{1913 - 1252}{1252} \right) = 0,34 \leq 0,90 \end{cases}$$

$$\begin{cases} K_y = 1 - \frac{0,03 \times 414,67 \times 10^3}{0,97 \times 30310 \times 275} = 0,99 \leq 1,50 \\ K_z = 1 - \frac{0,34 \times 414,67 \times 10^3}{1 \times 30310 \times 275} = 0,98 \leq 1,50 \end{cases}$$

$$\frac{414,67 \times 10^3}{0,97 \times 30310 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,99 \times 213,01 \times 10^6}{4078 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,98 \times 7,59 \times 10^6}{1913 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} = 0,28 \leq 1$$

La condition est vérifiée.

C. Cas 3 : $M_{z,Sd}^{max} \rightarrow N_{Sd}^{corr}$ et $M_{y,Sd}^{corr}$

$$M_{z,Sd}^{max} = 89,07 kN.m ; N_{Sd}^{corr} = 534,37 kN ; M_{y,Sd}^{corr} = 72,87 kN.m$$

Sous la combinaison plus défavorable **G + Q + Ey**.

$$\begin{cases} \varphi_y = \frac{17,06}{72,87} = 0,23 \Rightarrow \beta_{My} = 1,64 \\ \varphi_z = \frac{3,35}{89,07} = 0,04 \Rightarrow \beta_{Mz} = 1,77 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_y = 0,3 \times (2 \times 1,64 - 4) + \left(\frac{4078 - 3482}{3482} \right) = -0,04 \leq 0; 90 \\ \mu_z = 0,20 \times (2 \times 1,77 - 4) + \left(\frac{1913 - 1252}{1252} \right) = 0,44 \leq 0,90 \end{cases}$$

$$\begin{cases} K_y = 1 + \frac{0,04 \times 534,37 \times 10^3}{0,97 \times 30310 \times 275} = 1 \leq 1,50 \\ K_z = 1 - \frac{0,34 \times 534,37 \times 10^3}{1 \times 30310 \times 275} = 0,97 \leq 1,50 \end{cases}$$

$$\frac{534,37 \times 10^3}{0,97 \times 30310 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1 \times 72,87 \times 10^6}{4078 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,97 \times 89,07 \times 10^6}{1913 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} = 0,32 \leq 1$$

Donc le poteau de rive **HEM 300** est vérifié.

La vérification par le **ROBOT** :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲
1	<input checked="" type="checkbox"/> HEM 300	ACIER E28	15.03	2.50	0.49
609 POT R_609	<input checked="" type="checkbox"/> HEM 300	ACIER E28	15.03	2.50	0.49

VI.6. Les contreventements et stabilités

VI.6.1. Vérification de compression :

VI.6.1.1. Les contreventements :

On a des profilés en **CAE 90×90×9** et d'après le **ROBOT** on trouve $\sigma = 2,13 MN/m^2$.

Tableau VI.7 : Dimension caractéristique mécanique du profilé CAE 90×9

Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t (mm)	r (mm)
CAE 90×9	12,2	1550	90	90	9	11
	Caractéristiques					
	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	W _{pl-y} (mm ³) ×10 ³	W _{pl-z} (mm) ×10 ³	i _y (mm) ×10	i _z (mm) ×10
	115,8	115,8	17,93	17,93	2,73	2,73

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

$$\sigma = \frac{N_{sd}}{A} \Rightarrow N_{sd} = \sigma \cdot A = 2,13 \times 10^3 \cdot (1550 \times 10^{-6}) = 3,30 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1550 \times 275}{1} \times 10^{-3} = 426,25 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée avec **r=0,8%** .

VI.6.1.2. Stabilité en K :

On a des profilés en 2UPN 260 et d'après le ROBOT on trouve $\sigma = 3,01 \text{ MN/m}^2$.

Tableau VI.8 : Dimension caractéristique mécanique du profilé UPN 260

Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
UPN 260	37,9	4830	260	90	14	10
	Caractéristiques					
	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	W _{pl-y} (mm ³) ×10 ³	W _{pl-z} (mm) ×10 ³	i _y (mm) ×10	i _z (mm) ×10
	4820	317	442	91,6	9,99	2,56

❖ Classification du profilé :

- La classe de l'âme

$$\frac{260 - (2 \times 14) - (2 \times 14)}{10} = 20,4 \leq 66,24$$

Donc l'âme est de **classe 1**.

- La classe de la semelle

$$\frac{90}{14} = 6,42 \leq 9,2$$

Donc la semelle est de **classe 1**.

Alors le profilé UPN 260 est de **classe 1**.

$$N_{sd} = 3,01 \times 10^3 \cdot (2 \times 4830 \times 10^{-6}) = 29,08 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{2 \times 4830 \times 275}{1} \times 10^{-3} = 2656,5 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée avec $r=1\%$.

VI.6.1.3. Stabilité en X :

On a des profilés en 2UPN 260 et d'après le ROBOT on trouve $\sigma = 1,89 \text{ MN/m}^2$.

$$N_{sd} = 1,89 \times 10^3 \cdot (2 \times 4830 \times 10^{-6}) = 18,26 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{2 \times 4830 \times 275}{1} \times 10^{-3} = 2656,5 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée avec $r=0,7\%$.

VI.6.1.4. Stabilité en V :

On a des profilés en 2UPN 220 et d'après le ROBOT on trouve $\sigma = 8,28 \text{ MN/m}^2$.

Tableau VI.9 : Dimension caractéristique mécanique du profilé UPN 220

Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
UPN 220	29,4	3740	220	80	12,5	9
	Caractéristiques					
	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	W _{pl-y} (mm ³) ×10 ³	W _{pl-z} (mm) ×10 ³	i _y (mm) ×10	i _z (mm) ×10
	2690	197	292	64,1	8,48	2,3

❖ Classification du profilé :

- La classe de l'âme

$$\frac{220 - (2 \times 12,5) - (2 \times 12,5)}{9} = 18,89 \leq 66,24$$

Donc l'âme est de **classe 1**.

- La classe de la semelle

$$\frac{80}{12,5} = 6,4 \leq 9,2$$

Donc la semelle est de **classe 1**.

Alors le profilé UPN 220 est de **classe 1**.

$$N_{sd} = 8,28 \times 10^3 \cdot (2 \times 3740 \times 10^{-6}) = 61,93 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{2 \times 3740 \times 275}{1} \times 10^{-3} = 2057 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée avec $r=3\%$.

VI.6.2. Vérification au flambement :

VI.6.2.1. Les contreventements :

Contreventement en CAE 90×90×9 simplement appui donc $l_f = l_0$

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

$$N_{sd} = 3,30kN$$

Plan y-y :

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{4310}{27,3} = 157,88$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{157,88}{86,4} = 1,83 > 0,2 \text{ donc il ya le risque de flambement.}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{90}{90} = 1 \leq 1,2 \text{ et } t \leq 100mm \text{ donc on a la courbe b et } \alpha = 0,34.$$

$$\phi_y = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,83 - 0,2) + 1,83^2] = 2,45$$

$$\chi_y = \frac{1}{2,45 + \sqrt{2,45^2 - 1,83^2}} = 0,25$$

Plan z-z :

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{4310}{27,3} = 157,88$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{157,88}{86,4} = 1,83 > 0,2 \text{ donc il ya le risque de flambement.}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{90}{90} = 1 \leq 1,2 \text{ et } t \leq 100mm \text{ donc on a la courbe b et } \alpha = 0,34.$$

$$\phi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,83 - 0,2) + 1,83^2] = 2,45$$

$$\chi_z = \frac{1}{2,45 + \sqrt{2,45^2 - 1,83^2}} = 0,25$$

$$N_{pl,Rd} = \chi_{min} \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,25 \times 1 \times 1550 \times \frac{275}{1,1} \times 10^{-3} = 96,88kN$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,03 = 3\%$.

La vérification par le ROBOT :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲
1518 CV_1518	CAE 90x9	ACIER E28	157.71	157.71	0.75
1509 CV_1509	CAE 90x9	ACIER E28	157.71	157.71	0.69

VI.6.2.2. Stabilité en K :

Contreventement en 2UPN 260 simplement appuyé donc $l_f = l_0$

$$N_{Sd} \leq N_{rd}$$

$$N_{Sd} = 29,08 \text{ kN}$$

Plan y-y :

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{2920}{99,9} = 29,23$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{29,23}{86,4} = 0,33 > 0,2 \text{ donc il y a le risque de flambement.}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{260}{90} = 2,89 > 1,2 \text{ et } t \leq 40 \text{ mm donc on a la courbe a et } \alpha = 0,21.$$

$$\phi_y = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,33 - 0,2) + 0,33^2] = 0,57$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,57 + \sqrt{0,57^2 - 0,33^2}} = 0,97$$

Plan z-z :

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{2920}{25,6} = 114,06$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{114,06}{86,4} = 1,32 > 0,2 \text{ donc il y a le risque de flambement.}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{260}{90} = 2,89 > 1,2 \text{ et } t \leq 40 \text{ mm donc on a la courbe b et } \alpha = 0,34.$$

$$\phi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,32 - 0,2) + 1,32^2] = 1,56$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,56 + \sqrt{1,56^2 - 1,32^2}} = 0,42$$

$$N_{pl,Rd} = 2 \times 0,42 \times 1 \times 4830 \times \frac{275}{1,1} \times 10^{-3} = 1014,3 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,03 = 3\%$.

La vérification par le ROBOT :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲
1806 ST-K_1806	OK 2 UPN 260	ACIER E28	9.68	22.90	0.72
1803 ST-K_1803	OK 2 UPN 260	ACIER E28	9.68	22.90	0.71

VI.6.2.3. Stabilité en X :

Contreventement en 2UPN 260 simplement appuyé donc $l_f = l_0$

$$N_{Sd} \leq N_{rd}$$

$$N_{sd} = 18,26kN$$

Plan y-y :

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{3490}{99,9} = 34,93$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{34,93}{86,4} = 0,40 > 0,2 \text{ donc il ya le risque de flambement.}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{260}{90} = 2,89 > 1,2 \text{ et } t \leq 40mm \text{ donc on a la courbe a et } \alpha = 0,21.$$

$$\phi_y = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,40 - 0,2) + 0,40^2] = 0,60$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,60 + \sqrt{0,60^2 - 0,40^2}} = 0,95$$

Plan z-z :

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{3490}{25,6} = 136,33$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{136,33}{86,4} = 1,58 > 0,2 \text{ donc il ya le risque de flambement.}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{260}{90} = 2,89 > 1,2 \text{ et } t \leq 40mm \text{ donc on a la courbe b et } \alpha = 0,34.$$

$$\phi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,58 - 0,2) + 1,58^2] = 1,98$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,98 + \sqrt{1,98^2 - 1,58^2}} = 0,32$$

$$N_{pl,Rd} = 2 \times 0,32 \times 1 \times 4830 \times \frac{275}{1,1} \times 10^{-3} = 772,8kN$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,02 = 2\%$.

La vérification par le ROBOT :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲
1901 ST-X_1901	2 UPN 260	ACIER E28	24.64	58.26	0.65
1900 ST-X_1900	2 UPN 260	ACIER E28	24.64	58.26	0.65

VI.6.2.4. Stabilité en V :

Contreventement en 2UPN 220 simplement appui donc $l_f = l_0$

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

$$N_{sd} = 61,93kN$$

Plan y-y :

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{4240}{84,8} = 50$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{50}{86,4} = 0,58 > 0,2 \text{ donc il ya le risque de flambement.}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{220}{80} = 2,75 > 1,2 \text{ et } t \leq 40 \text{ mm} \text{ donc on a la courbe a et } \alpha = 0,21.$$

$$\phi_y = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,58 - 0,2) + 0,58^2] = 0,71$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,71 + \sqrt{0,71^2 - 0,58^2}} = 0,89$$

Plan z-z :

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{4240}{23} = 184,35$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{184,35}{86,4} = 2,13 > 0,2 \text{ donc il ya le risque de flambement.}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{260}{90} = 2,89 > 1,2 \text{ et } t \leq 40 \text{ mm} \text{ donc on a la courbe b et } \alpha = 0,34.$$

$$\phi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (2,13 - 0,2) + 2,13^2] = 3,1$$

$$\chi_z = \frac{1}{3,1 + \sqrt{3,1^2 - 2,13^2}} = 0,19$$

$$N_{pl,Rd} = 2 \times 0,19 \times 1 \times 3740 \times \frac{275}{1,1} \times 10^{-3} = 355,3 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,17 = 17\%$.

La vérification par le ROBOT :

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio
1602 ST-V_1602	OK	2 UPN 220	ACIER E28	16.71	36.48	0.55
1816 ST-V_1816	OK	2 UPN 220	ACIER E28	16.71	36.48	0.54

VII.Introduction

L'escalier est un élément de circulation intérieure d'une construction permettant de monter et descendre d'un étage à un autre grâce à une suite de marches. Pour notre cas nous avons réalisé deux types d'escalier en charpente métallique et en béton pour les sous-sols.

L'escalier est composé de :

- **Marche** : surface plane de l'escalier sur laquelle le pied se pose pour utiliser l'escalier et se décompose en :

Emmarchement : largeur praticable de l'escalier qui correspond en général à la grande dimension de la marche.

Hauteur de marche : ou appelé contre marche c'est la distance verticale séparant le dessus de deux marches successives.

Giron : est une largeur d'une marche d'escalier mesurée entre l'aplomb de deux contre marches successives.

- **Palier de repos** : est un espace plat qui marque un étage après une série des marches, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Volée** : ensemble de marches successives, compris entre deux paliers (quelle que Soit la nature du palier).
- **Limon** : est un élément incliné supportant les marches, pour les limons on emploie des profils ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profilé en U sur l'âme verticale, situé sur le "côté" de l'escalier, parallèle au mur.

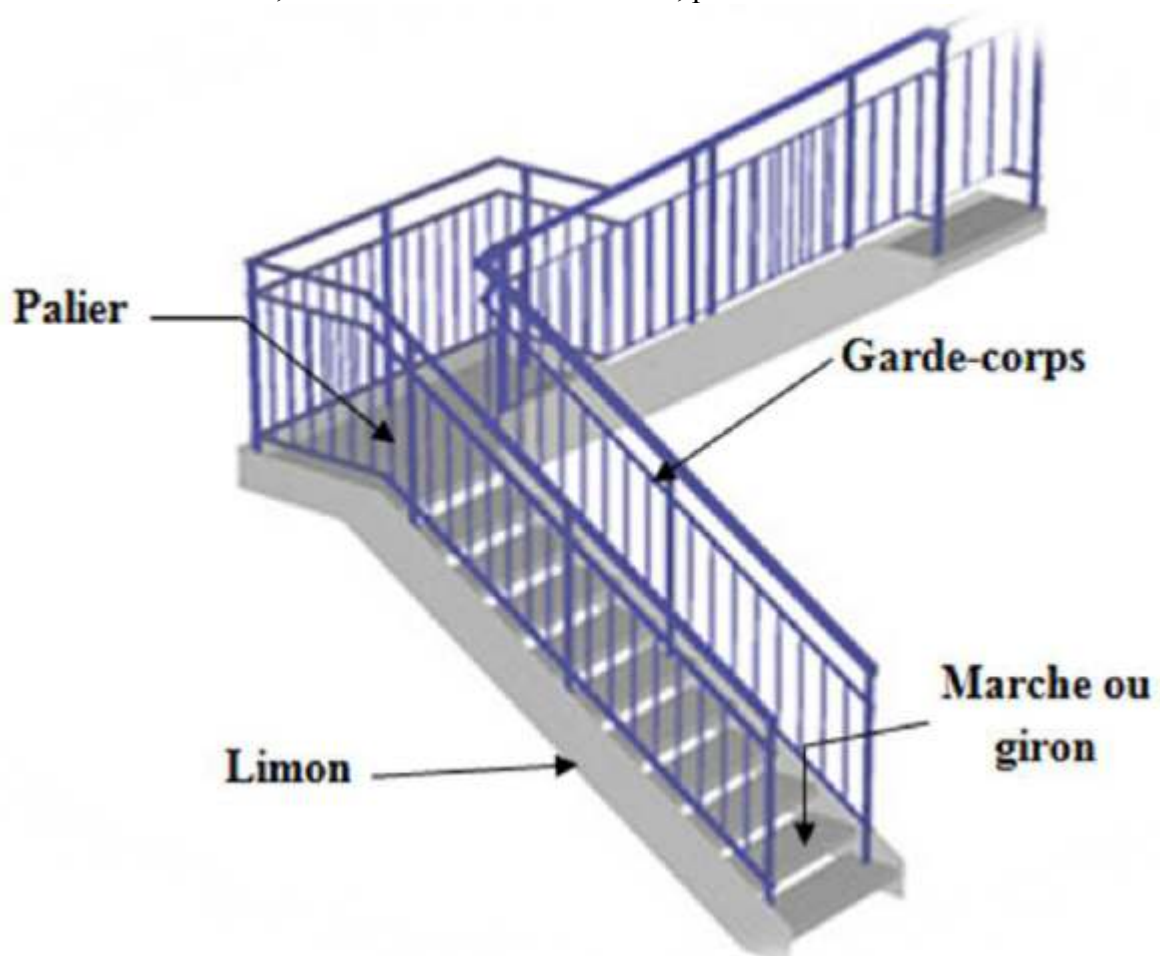


Figure VII.1 :Présentation de l'escalier

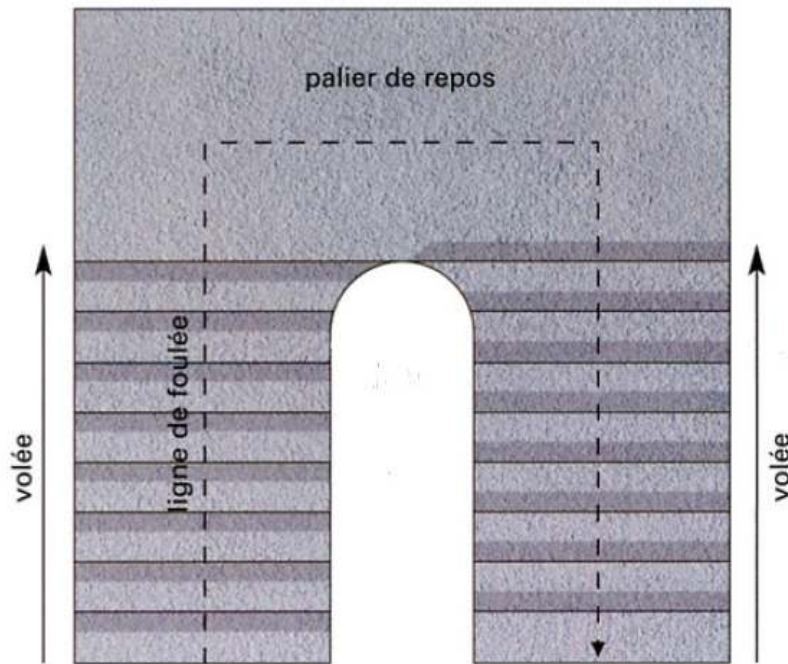


Figure VII.2 : Vue en plan d'une cage d'escalier

VII.1. Calcul de l'escalier

Pour les deux types nous avons les mêmes caractéristiques suivantes.

On utilise la formule de **BLONDEL** :

$$\begin{cases} 59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm} \\ 27 \leq g \leq 30\text{cm} \\ 16,5 \leq h \leq 18,5\text{cm} \end{cases} \quad \text{Avec: } \begin{cases} g: \text{ la largeur de la marche} \\ h: \text{ la hauteur de la marche} \end{cases}$$

Les hauteurs des étages ne sont pas égaux pour cela nous avons étudié les escaliers de 1^{er} étage de la grande hauteur $H = 4\text{m}$.

Pour la marche nous prenons les dimensions suivantes : $g = 30\text{cm}$; $h = 17\text{cm}$.

- Nombre de contre marche :

$$n = \frac{H/2}{h} = \frac{4/2}{0,17} = 11,76 \Rightarrow n = 12$$

- Nombre de marche :

$$m = n - 1 = 12 - 1 = 11$$

A. La longueur de la ligne de foulée :

$$L = g \times (n - 1) = 0,30 \times (12 - 1) = 3,3\text{m}$$

B. L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan(\alpha) = \frac{H/2}{L} = \frac{200}{330} = 0,61 \Rightarrow \alpha = 31,38^\circ$$

C. La longueur de la paillasse :

$$L_p = \frac{H/2}{\sin(\alpha)} = \frac{200}{\sin(31,38)} = 3,84m$$

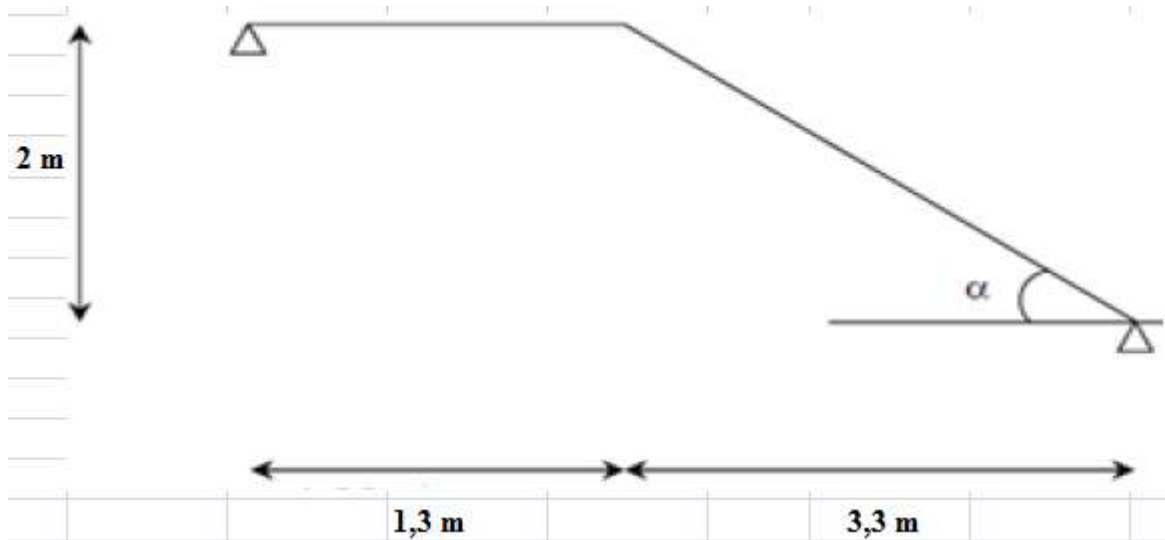


Figure VII.3 : L'escalier

Vérification de la formule de BLONDEL :

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm}$$

La formule de BLONDEL est vérifiée.

VII.2.Escalier en charpente métallique

VII.2.1.Dimensionnement de la cornière :

VII.2.1.1.Evaluation des charges et surcharges :

A. La charge permanente :

- Garde-corps..... $G_1 = 0,02 \times 78,5 = 1,57 \text{ kN/m}^2$
- Tôle (5/7)..... $G_2 = 0,45 \text{ kN/m}^2$

B. La charge d'exploitation :

- $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

C. Combinaison de charge :

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

$$\text{ELU : } q_u = [1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q] \times (g/2) = [1,35 \times 2,02 + 1,5 \times 2,5] \times 0,15 = 0,97 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = [G_{\text{tot}} + Q] \times (g/2) = [2,02 + 2,5] \times 0,15 = 0,68 \text{ kN/m}$$

Par la condition de la flèche : $f_{\text{max}} \leq f_{\text{adm}}$

$$\frac{5}{384} \times \frac{q_s \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq \frac{l}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \cdot q_s \cdot l^3 \cdot 250}{384 \cdot E} = \frac{5 \times 0,68 \times 1200^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 1,82 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

On prend **L35×35×5**

Tableau VII.1 : Dimension caractéristique mécanique du profilé L35×35×5

Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t (mm)	r (mm)
L35×35×5	2,57	328	35	35	5	5
	Caractéristiques					
	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	W _{el-y} (mm ³) ×10 ³	W _{el-z} (mm) ×10 ³	i _y (mm) ×10	i _z (mm) ×10
	3,56	3,56	1,45	1,45	1,04	1,04

VII.2.1.2. Evaluation des charges :

A. La charge permanente :

- Garde-corps.....G₁= 0,02×78,5 = 1,57kN/m²
- Tôle (5/7).....G₂=0,45kN/m²
- Poids de profilé (L35×35×5)..... G₃=0,0257kN/m

B. La charge d'exploitation :

$$Q = 2,5\text{kN/m}^2$$

C. Combinaison de charge :

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

$$\text{ELU : } q_u = [1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q] \times (g/2) + G_3 = [1,35 \times 2,02 + 1,5 \times 2,5] \times 0,15 + 0,0257 = 1\text{kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = [G_{\text{tot}} + Q] \times (g/2) + G_3 = [2,02 + 2,5] \times 0,15 + 0,0257 = 0,70\text{kN/m}$$

VII.2.1.3. Les vérifications de la cornière :

A. L'effort tranchant :

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

$$V_{Sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{0,97 \times 1,2}{2} = 0,58\text{kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{328 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 52,08\text{kN}$$

La condition est vérifiée avec un **r = 0,01=1%**.

B. Le moment fléchissant :

$$M_{Sd} \leq M_{c,Rd}$$

$$M_{Sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{0,97 \times 1,2^2}{8} = 0,17\text{kN.M}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1,45 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 0,36\text{kN.m}$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,49=49\%$.

C. La rigidité :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 0,68 \times 1200^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 3,56 \times 10^4} = 2,46mm$$

$$f_{adm} = \frac{1200}{250} = 4,8mm$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,7=70\%$.

VII.2.2.Dimensionnement de limon :

VII.2.2.1.Evaluation des charges et surcharges :

A. La charge permanente :

- Garde-corps..... $G_1 = 1,57 \times \cos(31,38) = 1,34kN/m^2$
- Tôle (5/7)..... $G_2 = 0,45 \times \cos(31,38) = 0,38kN/m^2$
- Poids de cornière..... $G_3 = (2 \times 0,0257) \times \cos(31,38) = 0,04kN/m$

B. La charge d'exploitation :

$$Q = 2,5kN/m^2$$

C. Combinaison de charge :

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

$$ELU : q_u = [1,35G_{tot} + 1,5Q] \times (g/2) + G_3 = [1,35 \times 1,72 + 1,5 \times 2,5] \times 0,15 + 0,04 = 0,95kN/m$$

$$ELS : q_s = [G_{tot} + Q] \times (g/2) + G_3 = [1,72 + 2,5] \times 0,15 + 0,04 = 0,67kN/m$$

Par la condition de la flèche : $f_{max} \leq f_{adm}$

$$\frac{5}{384} \times \frac{q_s \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq \frac{l}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \cdot q_s \cdot l^3 \cdot 250}{384 \cdot E} = \frac{5 \times 0,67 \times 3840^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 5,88 \times 10^5 mm^4$$

On prend UPN 80

Tableau VII.2 : Dimension caractéristique mécanique du profilé UPN 80

Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
UPN 80	8,65	1102	80	45	6	8
	Caractéristiques					
	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	W _{pl-y} (mm ³) ×10 ³	W _{pl-z} (mm) ×10 ³	i _y (mm) ×10	i _z (mm) ×10
	106	19,4	32,3	11,9	3,1	1,33

❖ **Classification du profilé :**

- La classe de l'âme

$$\frac{80 - (2 \times 8) - (2 \times 8)}{6} = 6 \leq 66,24$$

Donc l'âme est de **classe 1**.

- La classe de la semelle

$$\frac{22,5}{8} = 2,81 \leq 9,2$$

Donc la semelle est de **classe 1**.

Alors le profilé **UPN 80** est de **classe 1**.

VII.2.2.2. Evaluation des charges :

A. La charge permanente :

- Garde-corps..... $G_1 = 1,57 \times \cos(31,38) = 1,34 \text{ kN/m}^2$
- Tôle (5/7)..... $G_2 = 0,45 \times \cos(31,38) = 0,38 \text{ kN/m}^2$
- Poids de cornière..... $G_3 = (2 \times 0,0257) \times \cos(31,38) = 0,04 \text{ kN/m}$
- Poids de profilé (UPN 80)..... $G_4 = 0,0865 \times \cos(31,38) = 0,07 \text{ kN/m}$

B. La charge d'exploitation :

$$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

C. Combinaison de charge :

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

$$\text{ELU : } q_u = [1,35 \times 1,72 + 1,5 \times 2,5] \times 0,15 + 0,04 + 0,07 = 1,02 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = [1,72 + 2,5] \times 0,15 + 0,04 + 0,07 = 0,74 \text{ kN/m}$$

VII.2.2.3. Les vérifications de limon :

A. L'effort tranchant :

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

$$V_{Sd} = \frac{1,02 \times 3,84}{2} = 1,96 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{490 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 78 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée avec un **r = 0,03 = 3%**.

$1,96 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 39 \text{ kN}$ pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. **(5-4-7 EC3)**.

B. Le moment fléchissant :

$$M_{Sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{Sd} = \frac{1,02 \times 3,84^2}{8} = 1,88 \text{ kN.M}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{32,3 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 8,08 \text{ kN.m}$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,31 = 31\%$.

C. La rigidité :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 0,74 \times 3840^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 106 \times 10^4} = 9,41 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{3840}{250} = 15,36 \text{ mm}$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,61 = 61\%$.

VII.2.3. Dimensionnement de palier de repos :

VII.2.3.1. Dimensionnement de la poutre palière (01) :

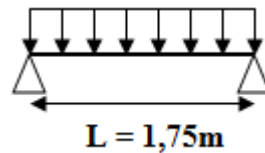


Figure VII.4 : Schéma statique de la poutre palière (01)

VII.2.3.1.1. Evaluation des charges :

A. La charge permanente :

$$G_{tot} = 3,85 \text{ kN/m}^2$$

B. La charge d'exploitation :

$$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

C. Combinaison de charge :

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

$$\text{ELU : } q_u = [1,35G_{tot} + 1,5Q] \times 1,5 = [1,35 \times 3,85 + 1,5 \times 2,5] \times 1,5 = 13,42 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = [G_{tot} + Q] \times 1,5 = [3,85 + 2,5] \times 1,5 = 9,53 \text{ kN/m}$$

Par la condition de la flèche : $f_{max} \leq f_{adm}$

$$\frac{5}{384} \times \frac{q_s \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq \frac{l}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \cdot q_s \cdot l^3 \cdot 250}{384 \cdot E} = \frac{5 \times 9,53 \times 1750^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 79,17 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

On prend IPE 120

Tableau VII.3 : Dimension Caractéristique mécanique du profilé IPE 120

Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
IPE 120	10,4	1320	120	64	6,3	4,4
	Caractéristiques					
	I _y (mm ⁴)	I _z (mm ⁴)	W _{pl-y} (mm ³)	W _{pl-z} (mm)	i _y (mm)	i _z (mm)

	$\times 10^4$	$\times 10^4$	$\times 10^3$	$\times 10^3$	$\times 10$	$\times 10$
	317,8	317,8	60,73	13,58	4,9	1,45

❖ **Classification du profilé :**

- La classe de l'âme

$$\frac{120 - (2 \times 6,3) - (2 \times 7)}{4,4} = 21,23 \leq 66,24$$

Donc l'âme est de **classe 1**.

- La classe de la semelle

$$\frac{32}{6,3} = 5,08 \leq 9,2$$

Donc la semelle est de **classe 1**.

Alors le profilé **IPE120** est de **classe 1**.

V11.2.3.1.2. Les vérifications de la poutre palière (01) :

A. Combinaison de charge :

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

$$\text{ELU} : q_u = [1,35 \times 3,85 + 1,5 \times 2,5] \times 1,5 + 1,35 \times 0,104 = 13,56 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = [3,85 + 2,5] \times 1,5 + 0,104 = 9,63 \text{ kN/m}$$

B. L'effort tranchant :

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

$$V_{Sd} = \frac{13,56 \times 1,75}{2} = 11,87 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{631 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 100,18 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée avec un **r = 0,15=15%**.

$11,87 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 50,9 \text{ kN}$ pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. **(5-4-7 EC3)**.

C. Le moment fléchissant :

$$M_{Sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{Sd} = \frac{13,56 \times 1,75^2}{8} = 5,19 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{60,73 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 15,18 \text{ kN.m}$$

La condition est vérifiée avec un **r = 0,34=34%**.

D. Le déversement :

$$M_{Sd} \leq M_{b,Rd} ; \text{ IPE 120 de classe 1 } (C_1=1,132 ; \beta_w=1)$$

$$M_{Sd} = 5,19 \text{ kN.m}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\left(\frac{1750}{14,5}\right)}{\sqrt{1,132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{(1750/14,5)}{(120/6,3)}\right)^2\right]^{0,25}} = 86,14$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{86,14}{86,40} = 1 \geq 0,4 \text{ donc il ya risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21 \times (1 - 0,2) + 1^2] = 1,08$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,08 + \sqrt{(1,08^2 - 1^2)}} = 0,67$$

$$M_{b,Rd} = 0,67 \times 1 \times 60,73 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1} \times 10^{-6} = 10,17 \text{ kN.m}$$

La condition est vérifiée avec $r = 0,51 = 51\%$.

E. La rigidité :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 9,63 \times 1750^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 317,8 \times 10^4} = 1,76 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{1750}{250} = 7 \text{ mm}$$

La condition est vérifiée avec $r = 0,25 = 25\%$.

VII.2.3.2. Dimensionnement de la poutre palière (02) :

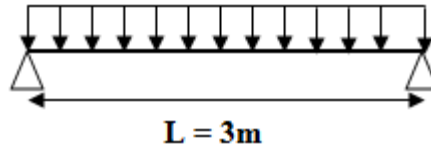


Figure VII.5 : Schéma statique de la poutre palière (02)

VII.2.3.2.1. Evaluation des charges :

A. La charge permanente :

$$G_{tot} = 3,85 \text{ kN/m}^2$$

B. La charge d'exploitation :

$$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

C. Combinaison de charge :

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

$$\text{ELU : } q_u = [1,35G_{tot} + 1,5Q] \times 0,875 = [1,35 \times 3,85 + 1,5 \times 2,5] \times 0,875 = 7,83 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = [G_{tot} + Q] \times 0,875 = [3,85 + 2,5] \times 0,875 = 5,56 \text{ kN/m}$$

Par la condition de la flèche : $f_{max} \leq f_{adm}$

$$\frac{5}{384} \times \frac{q_s \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq \frac{l}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \cdot q_s \cdot l^3 \cdot 250}{384 \cdot E} = \frac{5 \times 5,56 \times 3000^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 232,7 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

On prend **IPE 160**

Tableau VII.4 : Dimension Caractéristique mécanique du profilé IPE 160

Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
IPE 160	15,8	2010	160	82	7,4	5
	Caractéristiques					
	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	W _{pl-y} (mm ³) ×10 ³	W _{pl-z} (mm) ×10 ³	i _y (mm) ×10	i _z (mm) ×10
	869,3	68,31	123,9	26,1	6,58	1,84

❖ **Classification du profilé :**

- La classe de l'âme

$$\frac{160 - (2 \times 7,4) - (2 \times 5)}{5} = 27,04 \leq 66,24$$

Donc l'âme est de **classe 1**.

- La classe de la semelle

$$\frac{41}{7,4} = 5,54 \leq 9,2$$

Donc la semelle est de **classe 1**.

Alors le profilé **IPE160** est de **classe 1**.

V11.2.3.2.2. Les vérifications de la poutre palière (02) :

A. Combinaison de charge :

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

ELU : $q_u = [1,35 \times 3,85 + 1,5 \times 2,5] \times 0,875 + 1,35 \times 0,158 = 8,04 \text{ kN/m}$

ELS : $q_s = [3,85 + 2,5] \times 0,875 + 0,158 = 5,71 \text{ kN/m}$

B. L'effort tranchant :

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

$$V_{sd} = \frac{8,04 \times 3}{2} = 12,06 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{966 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 153,37 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée avec un **r = 0,08=8%**.

$12,06kN \leq 0,5.V_{pl,Rd} = 76,69kN$ pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. (5-4-7 EC3).

C. Le moment fléchissant :

$$M_{Sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{Sd} = \frac{8,04 \times 3^2}{8} = 9,05kN.m$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{123,9 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 31kN.m$$

La condition est vérifiée avec un $r = 0,29 = 29\%$.

D. Le déversement :

$M_{Sd} \leq M_{b,Rd}$; IPE 160 de classe 1 ($C_1=1,132$; $\beta_w=1$)

$$M_{Sd} = 9,05kN.m$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\left(\frac{3000}{18,4}\right)}{\sqrt{1,132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{(1750/18,4)}{(160/7,4)}\right)^2\right]^{0,25}} = 109,45$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{109,45}{86,40} = 1,27 \geq 0,4 \text{ donc il ya risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21 \times (1,27 - 0,2) + 1,27^2] = 1,42$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,42 + \sqrt{(1,42^2 - 1,27^2)}} = 0,49$$

$$M_{b,Rd} = 0,49 \times 1 \times 123,9 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1} \times 10^{-6} = 15,18kN.m$$

La condition est vérifiée avec $r = 0,60 = 60\%$.

E. La rigidité :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 5,71 \times 3000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 869,3 \times 10^4} = 3,3mm$$

$$f_{adm} = \frac{3000}{250} = 12mm$$

La condition est vérifiée avec $r = 0,27 = 27\%$.

VII.3.Escalier en béton

- se sont des escaliers droits (palier / volée).

• **Epaisseur de la volée :**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec : $L = 330 + 130 = 460 \text{ cm} \Rightarrow 15,3 \leq e \leq 2 \text{ cm}$

Donc on prend $e = 15 \text{ cm}$

Et pour l'épaisseur du palier de repos on prend la même épaisseur que la paillasse $e = 15 \text{ cm}$.

VII.3.1. Evaluation des charges et surcharges :

❖ **Palier**

A. La charge permanente :

- $G = 5,15 \text{ kN/m}^2$ (voir détaille chapitre 1)

B. La charge d'exploitation :

- $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

C. Combinaison de charge :

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

ELU : $q_u = [1,35 \times 5,15 + 1,5 \times 2,5] \times 1,3 = 13,91 \text{ kN/m}$

ELS : $q_s = [5,15 + 2,5] \times 1,3 = 9,95 \text{ kN/m}$

❖ **Paillasse**

A. La charge permanente :

- $G = 5,15 - 3,75 = 1,4 \text{ kN/m}^2$

- Poids propre de la paillasse $25 \times 0,15 / \cos(31,38) = 4,39 \text{ kN/m}^2$

- Poids de la marche $0,17 \times 25 / 2 = 2,13 \text{ kN/m}^2$

- Garde corps en maçonnerie 1 kN/m^2

B. La charge d'exploitation :

- $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

C. Combinaison de charge :

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

ELU : $q_u = [1,35 \times 8,92 + 1,5 \times 2,5] \times 3,84 = 60,64 \text{ kN/m}$

ELS : $q_s = [8,92 + 2,5] \times 3,84 = 43,85 \text{ kN/m}$

VII.3.2. Détermination du moment et effort tranchant :

- Le chargement est donné pour une bande de 1m de largeur.

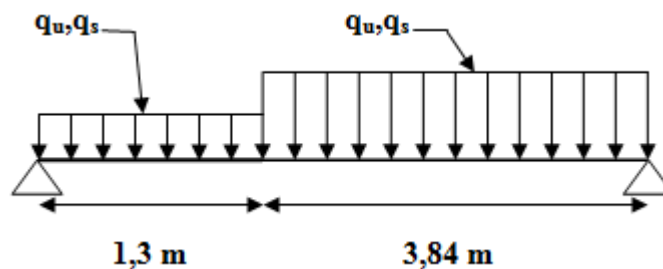


Figure VII.6 : Schéma statique

Moment de calcul :

Le règlement « **BAEL 99 modifié 2003** » préconise une réduction partielle du moment

$$M_0 = M^{\max}$$

- Moment sur appui : $M_a = 0,5M_0$
- Moment en travée : $M_t = 0,85M_0$

COMBINASON	M0 (KN,m)	Mt (KN,m)	Ma (KN,m)
1.35G+1.5Q	89,51	76,08	44,76
G+Q	46,52	39,54	23,26

VII.3.3.Détermination du ferrailage :

- Le calcul du ferrailage se fait suivant la méthode de la flexion simple

$$b = 100\text{cm} ; h = 15\text{cm} ; f_e = 500\text{MPa} ; d = 0,9 h = 13,5\text{cm} ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{MPa}.$$

TableauVII.6 : Calcul du ferrailage

	M_u (kN,m)	μ	α	z (cm)	$A'_s(\text{cm}^2)$	A_s (cm ²)	A_s^{choisit}	esp (cm)
travée	76,08	0,295	0,45	11,07	0	15,80	6T20	17
appui	44,76	0,173	0,239	12,21	0	8,43	6T12	17

- **Armatures de répartition :**

- **Travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 4,71 \leq A_r \leq 5,43$

On prend 5T12 avec $A_r = 5,65\text{cm}^2$

- **Appui :** $3,02 \leq A_r \leq 6,03$

On prend 5T12 avec $A_r = 5,65\text{cm}^2$

VII.3.4.Les vérifications du ferrailage :

A. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{smin} \text{ avec } A_{smin} = 0,23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ et } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

- **Travée :** $A_s = 18,85 \geq 1,30\text{cm}^2$ vérifié
- **Appui :** $A_s = 12,06 \geq 1,30\text{cm}^2$ vérifié

B. L'effort tranchant :

Pour des fissurations préjudiciables on doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = \min\{2,5; 4\} = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{146,80 \times 10^3}{1000 \times 135} = 1,09MPa$$

La condition est vérifiée.

C. Les contraintes :

- **Position de l'axe neutre :** $\frac{b}{2} \cdot y^2 - n \cdot A_s(d - y) = 0$
- **Moment d'inertie :** $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n \cdot A_s(d - y)^2$
- **Vérification de la contrainte du béton :** $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15MPa$
- **Vérification de la contrainte de l'acier :**

$$\sigma_s = nM_{ser} \frac{d-y}{I} \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; 201,6 \right\} = 201,6MPa$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.7 : Vérification des contraintes

	En travée	Sur appui
M _s (kN,m)	39,54	23,26
A _s (cm ²)	18,85	12,06
d (cm)	13,5	13,5
Y (cm)	15	15
Y (cm)	6,35	5,41
I (cm ⁴)	22989,816	17117,5753
σ _b (MPa)	10,92	5,47
σ̄ _b (MPa)	15	15
σ _s (MPa)	184,49	164,89
σ̄ _s (MPa)	201,6	201,6
	vérifié	vérifié

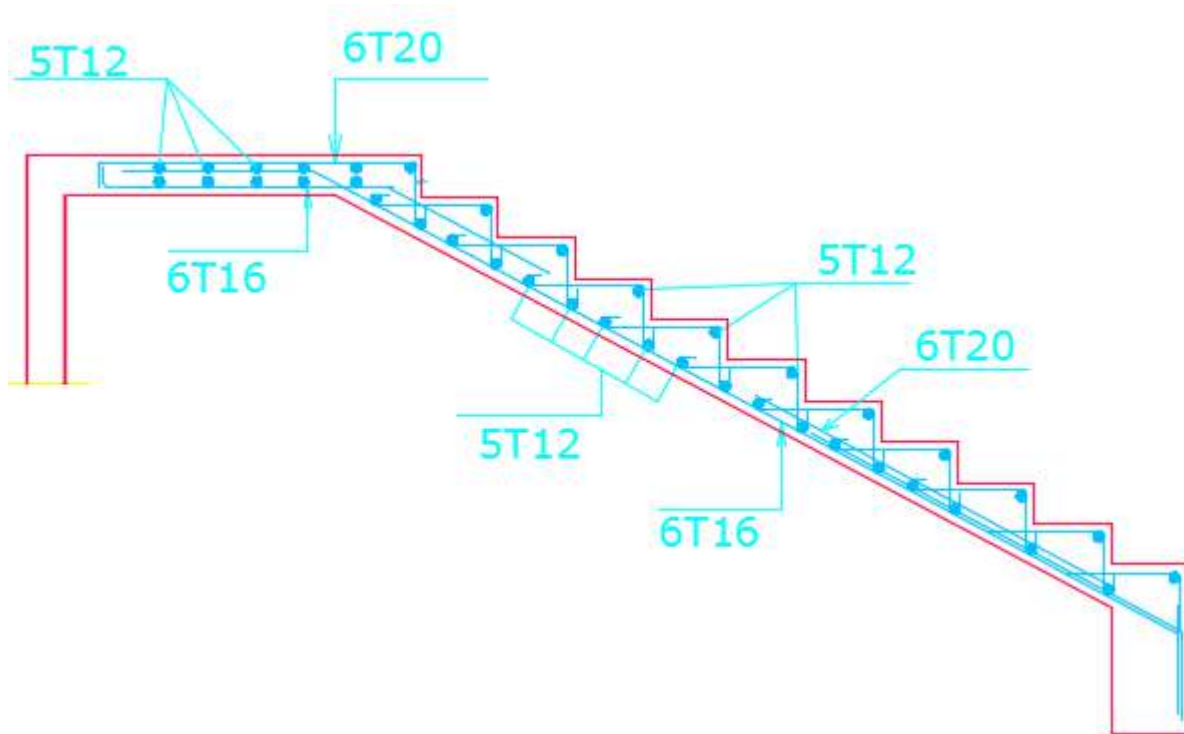


Figure VII.7 : Schéma de ferrailage d'escalier

D. La flèche :

Flèche totale : $\Delta F_T = F_v - f_i \leq \bar{F}$ Avec ;

$$\begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5(cm) \end{cases} \quad \text{avec } L > 5m$$

Tels que :

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

Et : $I_0 = \frac{b \cdot y^3}{3} + n \cdot A_s (d - y)^2$

$$\text{Avec ; } \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{Ft_{28}} = 14086,37 \text{MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{Ft_{28}} = 4738,14 \text{MPa}$$

M(KNm)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
39,54	18,85	0,014	155,38	1,5	0,6	0,96	22989,816	10364,26	14587,45

D'où :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 71,55 \text{ mm} \\ f_v = 76,99 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 5,44 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 5,44 \text{ mm} < \bar{f} = 5,64 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$$

VIII.Introduction

La liaison entre les éléments des structures métalliques est assurée par la réalisation des différents types d'assemblage qui servent à rigidifier l'ouvrage, assure la transmission des efforts ainsi que la sécurité finale de ce dernier.

VIII.1.L'assemblage boulonné

Le boulonnage est l'assemblage le plus utilisé en charpente métallique à cause de sa grande résistance aux efforts appliqués. Ses boulons sont constitués d'une barre ronde, les moyens d'assemblage boulonnés sont de trois types :

- Le rivetage et le boulonnage par boulons ordinaires.
- Le boulonnage par boulons à haute résistance H.R.
- Les assemblages par rivelets.

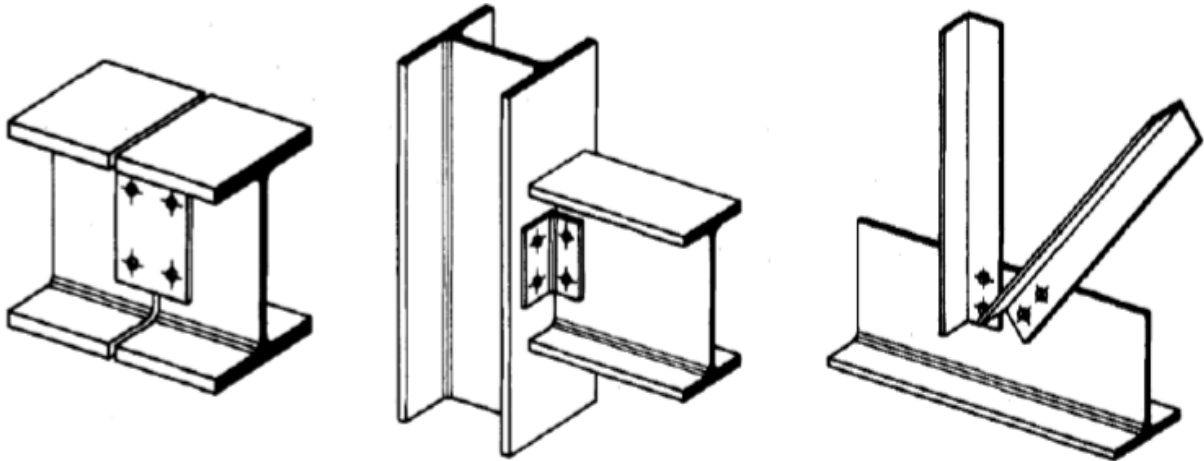


Figure VIII.1 : Exemples des assemblages boulonnés

- **Caractéristiques mécaniques des boulons** : les boulons sont produits en huit nuances d'aciers appelées classe et chaque classe a une résistance à la limite élastique f_{yb} et une résistance ultime à la traction f_{ub} . Pour les classes 8.8 et 9.10 sont des boulons H.R.

Tableau VIII.1 : Classes de boulons et valeurs de f_{yb} et f_{ub}

classes	4.6	4.6	5.6	5.6	6.6	6.8	8.8	9.10
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	600	800	1000

➤ **Caractéristique géométriques des boulons :**

Tableau VIII.2 : Les caractéristiques géométriques d'un boulon

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A_s (mm²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
d_m (mm)	14	18,3	20,5	23,7	24,58	29,1	32,4	34,5	38,8	44,2	49,6

d : diamètre de la partie non filetée de la tige

d₀ : diamètre nomina du trou

A : la section nominale du boulon (la partie non filetée)

A_s : la section résistance de la partie filetée du boulon

d_m : diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit de la tête du boulon

➤ **Disposition des boulons :**

$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t ; 150\text{mm})$
$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t ; 200\text{mm})$
$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t ; 150\text{mm})$
$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t ; 200\text{mm})$

➤ **Coefficient partiels de sécurité :**

-Résistance des boulons au cisaillement $\gamma_{Mb} = 1,25$.

-Résistance des boulons à la traction $\gamma_{Mb} = 1,5$.

➤ **Coefficient de frottement :**

Un bon assemblage par boulon H.R exige que des précautions élémentaires soient prises notamment :

-Le coefficient de frottement doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces par brossage ou grenailage pour éliminer toute trace de rouille.

Tableau VIII.3 : Valeur du coefficient du frottement par surface

Surface de classe A	$\mu=0,5$	Pour surfaces grenillées ou sablées
Surface de classe B	$\mu=0,4$	Pour surfaces grenillées, sablées et peintes.
Surface de classe C	$\mu=0,3$	Pour surfaces brossées
Surface de classe D	$\mu=0,2$	Pour surfaces non traitées

VIII.3.1.1. Assemblage poteau-platine :

A. Dimensionnement des boulons :

A.1. Le choix de diamètre des boulons :

On a choisi des boulons M20 de diamètre $d = 20\text{mm}$ et classe H.R8.8.

A.2. Disposition des boulons :

$$26,4\text{mm} \leq e_1 \leq 468\text{mm} \rightarrow e_1 = 70\text{mm}$$

$$48,4\text{mm} \leq P_1 \leq 200\text{mm} \rightarrow P_1 = 140\text{mm}$$

$$33\text{mm} \leq e_2 \leq 468\text{mm} \rightarrow e_2 = 100\text{mm}$$

$$66\text{mm} \leq P_2 \leq 200\text{mm} \rightarrow P_2 = 140\text{mm}$$

B. Vérification de la résistance des assemblages :

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

$$M_{Sd} = 45,25\text{kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1} \text{ avec : } n \text{ est le nombre de boulons dans une rangée horizontale.}$$

d est la distance des boulons par rapport au centre de rotation.

Pour un boulon de $d = 20\text{mm}$ on a : $A_s = 245\text{mm}^2$, $f_{ub} = 800\text{N/mm}^2$

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \times 800 \times 245 \times 10^{-3} = 137,2\text{kN} \text{ pour un boulon}$$

$\sum d_i^2$ nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est-à-dire les trois rangées supérieures des boulons.

$$d_1 = 350\text{mm}, d_2 = 210\text{mm}, d_3 = 70\text{mm}.$$

$$\sum d_i^2 = (350^2 + 210^2 + 70^2) \times 10^{-6} = 0,17\text{m}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 137,2 \times 0,17}{0,35} = 133,57\text{kN.m}$$

$45,25\text{kN.m} \leq 133,57\text{kN.m}$ la condition est vérifiée.

C. Vérification de l'effort tranchant :

$$\frac{V_{Sd}}{n} \leq V_{Rd}$$

$$\frac{44,13}{10} = 4,41\text{kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{ms}} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 137,2}{1,25} = 32,93\text{kN} \text{ avec : } K_s \text{ trou normal}$$

m nombre de plan du frottement

$4,41\text{kN} \leq 32,93\text{kN}$ la condition est vérifiée.

D. Vérification de la résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement+traction :

$$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{V_{Sd}}{n \cdot n_p} = \frac{44,13}{10 \times 1} = 4,41kN$$

$$F_{v,Rd} = \frac{K_s \cdot \mu \cdot n(F_p - 0,8 \cdot F_{t,Sd})}{\gamma_{ms}} \text{ avec : } n \text{ nombre d'interfaces de frottement}$$

$$F_{t,Sd} = \frac{N_{Sd}}{10} = \frac{23,93}{10} = 2,39kN$$

$$F_{v,Rd} = \frac{1 \times 0,3 \times 1 \times (137,2 - 0,8 \times 2,39)}{1,25} = 32,47kN$$

4,41kN ≤ 30,63kN la condition est vérifiée.

E. Vérification la résistance au poinçonnement :

$$F_{t,Sd} \leq B_{p,Rd}$$

$$F_{t,Sd} = 2,39kN$$

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \text{ avec : } t_p \text{ est l'épaisseur de la platine}$$

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \times 32,4 \times 20 \times \frac{430}{1,25} \times 10^{-3} = 420,18kN$$

2,39kN ≤ 420,18kN la condition est vérifiée.

F. Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{v,Sd} = 4,41kN$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot d \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{P_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{70}{3 \times 22}; \frac{140}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{800}{430}; 1 \right\} = \min \{1,06; 1,87; 1,86; 1\} \Rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 1 \times 20 \times 20 \times \frac{430}{1,25} \times 10^{-3} = 344kN$$

4,41kN ≤ 344kN la condition est vérifiée.

G. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

$$F_v \leq F_{t,Rd}$$

$$F_v = \frac{M_{Sd}}{h - t_f} = \frac{45,25}{0,34 - 0,039} = 150,33kN$$

$$F_{t,Rd} = t_{wc} \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec : $F_{t,Rd}$ résistance de l'âme du poteau à la traction
 t_{wc} l'épaisseur de l'âme du poteau
 b_{eff} entraxe des rangées de boulon P₂

$$F_{t,Rd} = 21 \times 140 \times \frac{275}{1} \times 10^{-3} = 808,5kN$$

150,33kN ≤ 808,5kN la condition est vérifiée.

H. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

$$F_v \leq F_{c,Rd}$$

$$F_v = 150,33kN$$

$$F_{c,Rd} = t_w \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$b_{eff} = t_f + 2 \cdot t_p + 5 \cdot (t + r)$$

Avec : t_f l'épaisseur de la traverse

t_p l'épaisseur de la platine

t l'épaisseur de la semelle de poteau

$$b_{eff} = 13,5 + 2 \times 20 + 5 \times (39 + 27) = 383,5mm$$

$$F_{c,Rd} = 21 \times 383,5 \times \frac{275}{1} \times 10^{-3} = 2214,71kN$$

150,33kN ≤ 2214,71kN la condition est vérifiée.

I. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$F_v = 150,33kN$$

$$V_{Rd} = 0,58 \cdot t_w \cdot h \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 0,58 \times 21 \times 430 \times \frac{275}{1,1} \times 10^{-3} = 1309,35kN$$

150,33kN ≤ 1309,35kN la condition est vérifiée.

VIII.3.1.2. Assemblage platine-traverse :

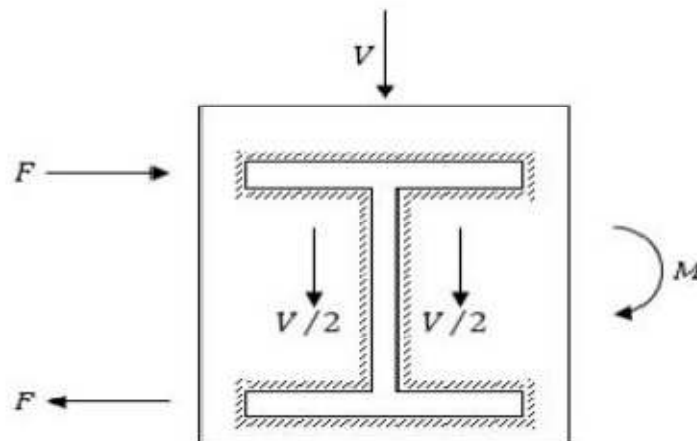


Figure VIII.4 : Représentation assemblage platine poutre

A. Epaisseur de la platine :

Soit $t_p = 20mm$

B. Gorge reliant l'âme et semelle :

Soit $a = 7mm$

C. Distribution des efforts sur les différents cordons :

C.1. Cordon âme platine :

Chaque cordon reprend : $\frac{V}{2} = \frac{44,19}{2} = 22,1kN$

C.2. Cordon semelle :

$$L_1 = 2b - t_w = 2 \times 180 - 8,6 = 351,4mm$$

$$N = \frac{M_{Sd}}{L_1} = \frac{45,25}{0,3514} = 128,77kN$$

D. La vérification :

$$L_2 \leq L_1$$

$$L_2 = \frac{N \cdot \sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}}{a \cdot f_u}$$

Avec : $\beta_w = 0,85$ coefficient de corrélation

$\gamma_{Mw} = 1,30$ coefficient de sécurité

$$L_2 = \frac{128,77 \times \sqrt{3} \times 0,85 \times 1,30}{7 \times 430} = 81,78mm$$

$81,78mm \leq 351,4mm$ la condition est vérifiée.

VIII.3.2. Assemblage traverse IPE 400 – traverse IPE 400 :

- L'assemblage traverse-traverse est réalisé à l'aide de deux platines boulonnées l'une aux autre et soudée au deux traverses.

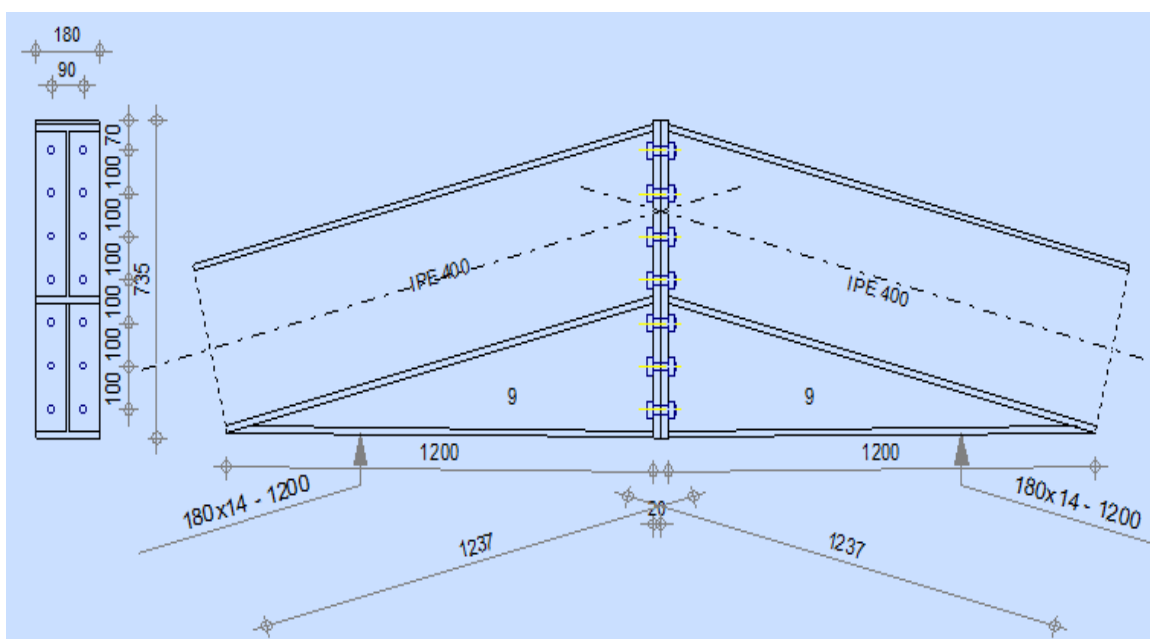


Figure VIII.5 : Représentation de l'assemblage traverse – traverse

❖ **Les efforts de calcul :**

$$M_{Sd} = 51,43 \text{ kN.m} \quad V_{Sd} = 0,06 \text{ kN} \quad N_{Sd} = 77,57 \text{ kN}$$

VIII.3.2.1. Assemblage platine-platine :

A. Dimensionnement des boulons :

A.1. Le choix de diamètre des boulons :

On a choisi des boulons M20 de diamètre $d = 20 \text{ mm}$ et classe H.R10.9.

A.2. Disposition des boulons :

$$\begin{aligned} 26,4 \text{ mm} &\leq e_1 \leq 468 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 70 \text{ mm} \\ 48,4 \text{ mm} &\leq P_1 \leq 200 \text{ mm} \rightarrow P_1 = 100 \text{ mm} \\ 33 \text{ mm} &\leq e_2 \leq 468 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 90 \text{ mm} \\ 66 \text{ mm} &\leq P_2 \leq 200 \text{ mm} \rightarrow P_2 = 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

B. Vérification de la résistance des assemblages :

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

$$M_{Sd} = 51,43 \text{ kN}$$

Pour un boulon de $d = 20 \text{ mm}$ on a : $A_s = 245 \text{ mm}^2$, $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 171,5 \text{ kN} \text{ pour un boulon}$$

$\sum d_i^2$ nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est-à-dire les quatre rangées supérieures des boulons.

$$d_1 = 343,25 \text{ mm} ; d_2 = 243,25 \text{ mm} ; d_3 = 143,25 \text{ mm} ; d_4 = 43,25 \text{ mm}.$$

$$\sum d_i^2 = (343,25^2 + 243,25^2 + 143,25^2 + 43,25^2) \times 10^{-6} = 0,20 \text{ m}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 171,5 \times 0,20}{0,34325} = 199,85 \text{ kN.m}$$

$51,43 \text{ kN.m} \leq 199,85 \text{ kN.m}$ la condition est vérifiée.

C. Vérification de l'effort tranchant :

$$\frac{V_{Sd}}{n} \leq V_{Rd}$$

$$\frac{0,06}{14} = 0,004 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 171,5}{1,25} = 41,16 \text{ kN}$$

$0,004 \text{ kN} \leq 41,16 \text{ kN}$ la condition est vérifiée.

D. Vérification de la résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement+traction :

$$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{0,06}{14 \times 1} = 0,004kN$$

$$F_{t,Sd} = \frac{77,57}{14} = 5,54kN$$

$$F_{v,Rd} = \frac{1 \times 0,3 \times 1 \times (171,5 - 0,8 \times 5,54)}{1,25} = 40,1kN$$

0,004kN ≤ 40,1kN la condition est vérifiée.

E. Vérification au poinçonnement :

$$F_{t,Sd} \leq B_{p,Rd}$$

$$F_{t,Sd} = 5,54kN$$

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \times 32,4 \times 20 \times \frac{430}{1,25} \times 10^{-3} = 420,18kN$$

5,54kN ≤ 420,18kN la condition est vérifiée.

F. Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{v,Sd} = 0,004kN$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{70}{3 \times 22}; \frac{100}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{430}; 1 \right\} = \min \{1,06; 1,27; 2,33; 1\} \Rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 1 \times 20 \times 20 \times \frac{430}{1,25} \times 10^{-3} = 344kN$$

0,004kN ≤ 344kN la condition est vérifiée.

VIII.3.2.2. Assemblage platine-traverse :

A. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{Sd} \leq V_{adm}$$

$$V_{Sd} = 0,06kN$$

$$V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \cdot l_3 \cdot f_u \cdot a}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}}$$

$$l_3 = h - 2t_f = 400 - 2 \times 13,5 = 373mm$$

$$V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 373 \times 430 \times 7}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,30} \times 10^{-3} = 829,6kN$$

0,06kN ≤ 829,6kN la condition est vérifiée.

B. Vérification du moment :

$$M_{Sd} \leq M_{adm}$$

$$M_{Sd} = 51,43kN.m$$

$$M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \cdot I_{ys} \cdot f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot h} \text{ avec : } I_{ys} \text{ moment d'inertie de la suture}$$

$$I_{ys} = 2l_1 \cdot a \cdot d_1^2 + 4l_2 \cdot a \cdot d_2^2$$

$$l_1 = b = 180mm$$

$$l_2 = \frac{b - t_w}{2} = \frac{180 - 8,6}{2} = 85,7mm$$

$$d_1 = \frac{h + a}{2} = \frac{400 + 7}{2} = 203,5mm$$

$$d_2 = \frac{h - a}{2} - t_f = \frac{400 - 7}{2} - 13,5 = 183mm$$

$$I_{ys} = 2 \times 180 \times 7 \times 203,5^2 + 4 \times 85,7 \times 7 \times 183^2 = 9,5 \times 10^7 mm^4$$

$$M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 9,5 \times 10^7 \times 430}{0,85 \times 1,3 \times 400} \times 10^{-6} = 130,70kN.m$$

51,43kN.m ≤ 130,70kN.m la condition est vérifiée

VIII.3.3.Assemblage de l'échantignole :

VIII.3.3.1.Assemblage de l'échantignole sur la panne :

- Les pannes sont boulonnées aux traverses inclinées qui produit un glissement et pour éviter ce mouvement les pannes sont fixées à l'aide d'échantignolles. On dimensionnera le boulon au cisaillement avec R_{vz} (chaque boulon reprend une seule panne).

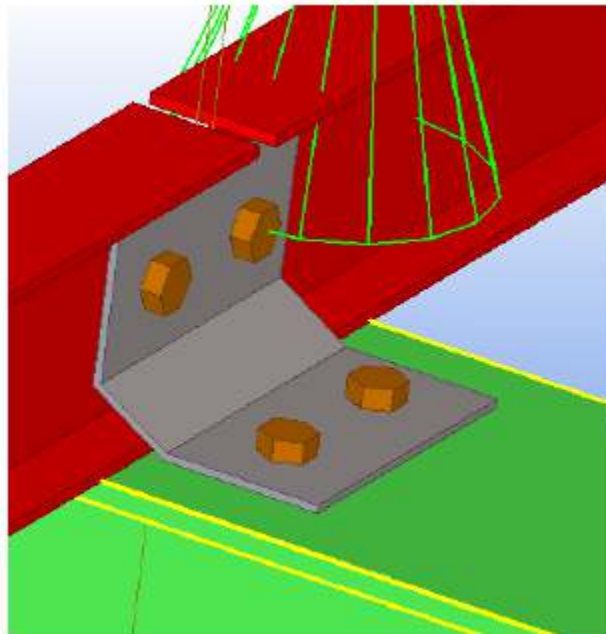


Figure VIII.6 : Vue en 3D de l'assemblage d'échantignole

A. Dimensionnement des boulons :

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation.

Soit un boulon ordinaire M de classe 6.8.

R_z la réaction de la panne sous la combinaison G – 1,5W.

$$Q_{z,sd} = G \cdot \cos(\alpha) - 1,5W = 0,28 \times \cos(14) - 1,5 \times (-1,02) = 1,80 \text{ kN/m}$$

$$R_z = \left(\frac{Q_{z,sd} \cdot l}{2} \right) \cdot 2 = 1,80 \times 6 = 10,8 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$\frac{R_z}{n} \leq 0,6 \cdot A \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} \rightarrow \frac{10,80}{2} \leq 0,6 \cdot A \cdot \frac{600}{1,25} \rightarrow A \geq \frac{1,25 \times 5,40 \times 10^3}{0,6 \times 600} = 18,75 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons M8 avec $A = 50,3 \text{ mm}^2$ et $d_0 = 9 \text{ mm}$.

$$\text{Et pour la vérification : } F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$5,40 \text{ kN} \leq 14,49 \text{ kN}$ la condition est vérifiée.

VIII.3.3.2. Assemblage de l'échantignole sur la traverse :

- Dans ce cas, le boulon est soumis simultanément un effort de cisaillement et de traction.

$$R_z = F_{v,sd} = 10,80 \text{ kN}$$

$$R_y = F_{t,sd} = 0,54 \text{ kN}$$

Soit un boulon ordinaire M8 de classe 6.8.

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{mb}} = 0,9 \times 600 \times \frac{36,6}{1,25} \times 10^{-3} = 15,81 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 10,54 \text{ kN}$$

$$\frac{5,40}{10,54} + \frac{0,27}{1,4 \times 15,81} = 0,52 \leq 1 \text{ la condition est vérifiée.}$$

VIII.3.4. Assemblage poutre – solive par gousset :

- L'assemblage poteau-traverse est réalisé à l'aide d'un gousset boulonné au solive et soudée à la poutre.

VIII.3.4.1. Assemblage poutre IPE 600 – solive IPE 330 :

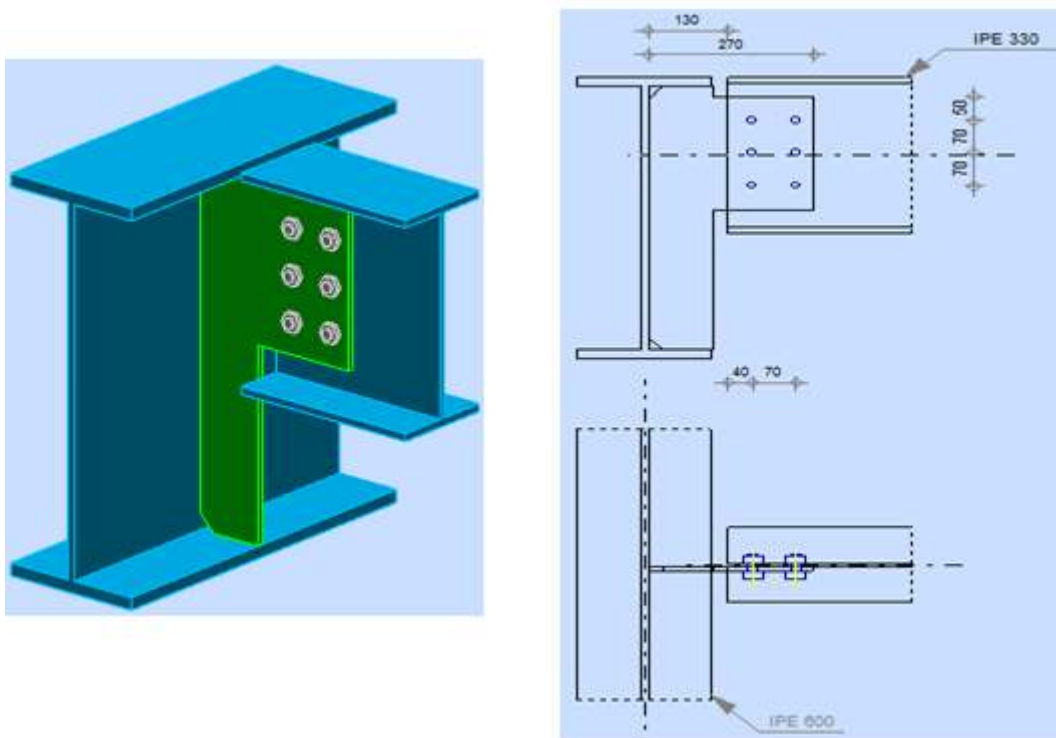


Figure VIII.7 : Représentation de l'assemblage poutre IPE 600 – solive IPE 330

❖ L'effort de calcul :

$$V_{sd} = 10,49 \text{ kN}$$

VIII.3.4.1.1. Assemblage solive-gousset :

A. Dimensionnement des boulons :

A.1. Le choix de diamètre des boulons :

On a choisi des boulons ordinaires M16 de diamètre $d = 16 \text{ mm}$ et classe 8.8.

A.2. Disposition des boulons :

$$21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 50 \text{ mm}$$

$$39,6 \text{ mm} \leq P_1 \leq 105 \text{ mm} \rightarrow P_1 = 70 \text{ mm}$$

$$27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 40 \text{ mm}$$

$$54 \text{ mm} \leq P_2 \leq 105 \text{ mm} \rightarrow P_2 = 70 \text{ mm}$$

B. Vérification de boulon au cisaillement :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$F_{v,sd}$ est déterminé par la formule suivante [2]

Calcul l'excentricité e :

$$e = s_b + \frac{t_w}{2} + \frac{P_2}{2} + e_2 = 130 + \frac{12}{2} + \frac{70}{2} + 40 = 211 \text{ mm}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{\sqrt{\left[\frac{211 \times (3-1) \times 70}{70^2 + 1/3 \times (3^2-1) \times 70^2}\right]^2 + \left[\frac{70 \times 211}{70^2 + 1/3 \times (3^2-1) \times 70^2} + \frac{1}{2}\right]^2}}{3} \times 10,49 = 10,37kN$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot A \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,6 \times 201 \times \frac{800}{1,25} \times 10^{-3} = 77,18kN$$

10,37kN ≤ 77,18kN la condition est vérifiée.

C. Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{v,Sd} = 10,37kN$$

$$\alpha = \min\left\{\frac{50}{3 \times 18}; \frac{70}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; \frac{800}{430}; 1\right\} = \min\{0,93; 1,05; 1,86; 1\} \Rightarrow \alpha = 0,93$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,93 \times 16 \times 10 \times \frac{430}{1,25} \times 10^{-3} = 127,97kN$$

10,37kN ≤ 127,97kN la condition est vérifiée.

VIII.3.4.1.2. Assemblage gousset-poutre :

A. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{Sd} \leq V_{adm}$$

$$V_{Sd} = 10,49kN$$

$$l_3 = h - 2t_f - 2h_{1s} = 600 - 2 \times 19 - 2 \times 21 = 520mm$$

$$V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 520 \times 430 \times 10}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,30} \times 10^{-3} = 1652,20kN$$

10,49kN ≤ 1652,20kN la condition est vérifiée

VIII.3.4.2. Assemblage poutre IPE 360 – solive IPE 330 :

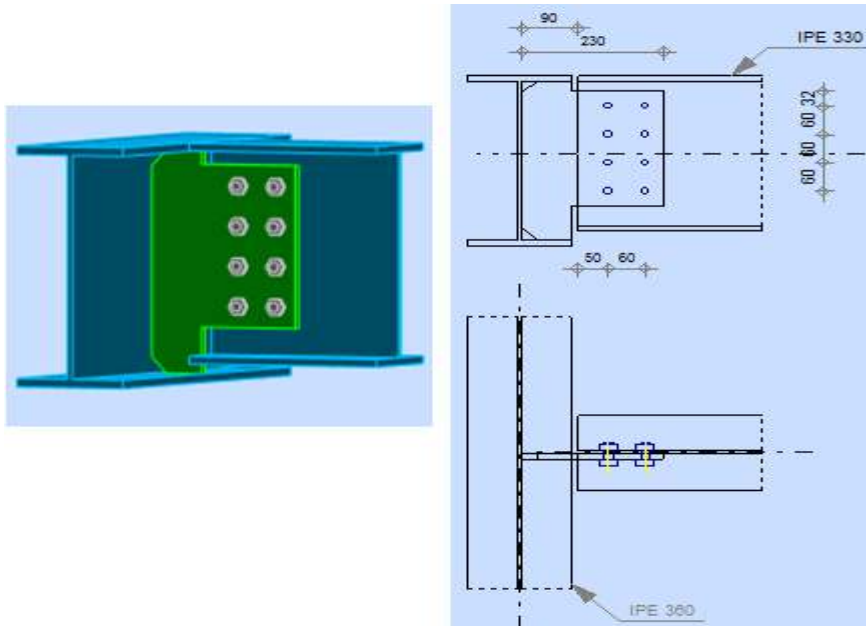


Figure VIII.8 : Représentation de l'assemblage poutre IPE 360 – solive IPE 330

❖ L'effort de calcul :

$$V_{sd} = 38,38 \text{ kN}$$

VIII.3.4.2.1. Assemblage solive-gousset :

A. Dimensionnement des boulons :

A.1. Le choix de diamètre des boulons :

On a choisi des boulons ordinaires M14 de diamètre $d = 14 \text{ mm}$ et classe 8.8.

A.2. Disposition des boulons :

$$19,2 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 32 \text{ mm}$$

$$35,2 \text{ mm} \leq P_1 \leq 105 \text{ mm} \rightarrow P_1 = 60 \text{ mm}$$

$$24 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 50 \text{ mm}$$

$$48 \text{ mm} \leq P_2 \leq 105 \text{ mm} \rightarrow P_2 = 60 \text{ mm}$$

B. Vérification de boulon au cisaillement :

$$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$$

Calcul l'excentricité e :

$$e = 90 + \frac{7,5}{2} + \frac{60}{2} + 50 = 173,75 \text{ mm}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{\sqrt{\left[\frac{173,75 \times (4-1) \times 60}{60^2 + \frac{1}{3} \times (4^2-1) \times 60^2} \right]^2 + \left[\frac{60 \times 173,75}{60^2 + \frac{1}{3} \times (4^2-1) \times 60^2} + \frac{1}{2} \right]^2}}{4} \times 38,38 = 16,79 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \times 154 \times \frac{800}{1,25} \times 10^{-3} = 59,14 \text{ kN}$$

$16,79 \text{ kN} \leq 59,14 \text{ kN}$ la condition est vérifiée.

C. Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{v,Sd} = 16,79kN$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{32}{3 \times 16}; \frac{60}{3 \times 16} - \frac{1}{4}; \frac{800}{430}; 1 \right\} = \min \{0,67; 1,25; 1,86; 1\} \Rightarrow \alpha = 0,67$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,67 \times 14 \times 10 \times \frac{430}{1,25} \times 10^{-3} = 80,67kN$$

16,79kN ≤ 80,67kN la condition est vérifiée.

VIII.3.4.2. Assemblage gousset-poutre :

A. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{Sd} \leq V_{adm}$$

$$V_{Sd} = 38,38kN$$

$$l_3 = 360 - 2 \times 12,5 - 2 \times 21 = 292,6mm$$

$$V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 292,6 \times 430 \times 10}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,30} \times 10^{-3} = 929,68kN$$

38,38kN ≤ 929,68kN la condition est vérifiée.

VIII.3.5. Assemblage poteau – poutre :

- L'assemblage poteau-poutre est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée au poteau et soudée à la poutre.

VIII.3.5.1. Assemblage poteau HEM 300 – poutre IPE 600 :

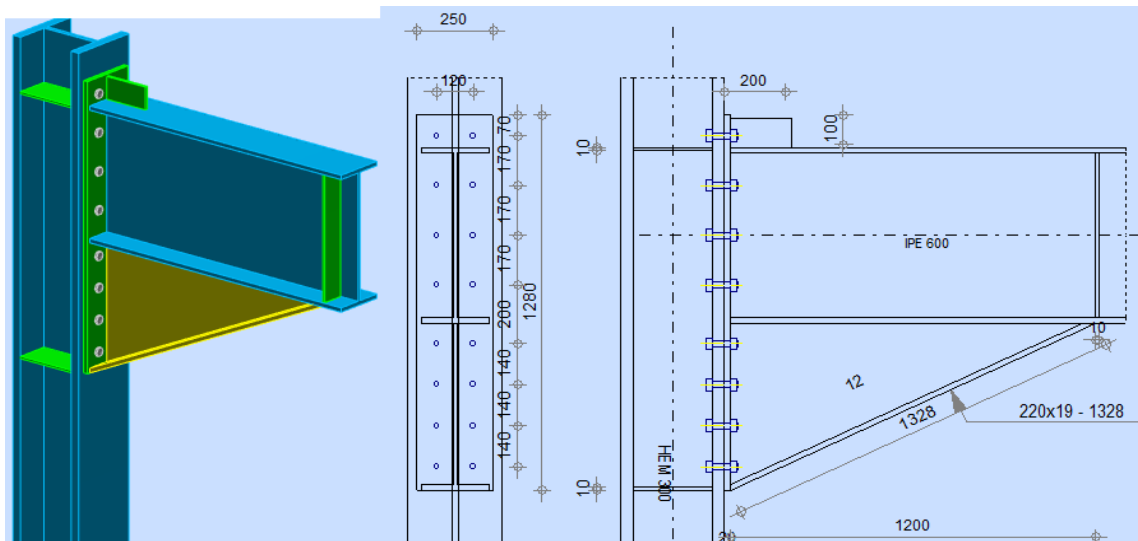


Figure VII.9 : Représentation de l'assemblage poteau HEM 300 – poutre IPE 600

❖ **Les efforts de calcul :**

$$M_{Sd} = 385,45kN.m \quad V_{Sd} = 463,83kN$$

VIII.3.5.1.1. Assemblage poteau-platine :

A. Dimensionnement des boulons :

A.1. Le choix de diamètre des boulons :

On a choisi des boulons M20 de diamètre $d = 20\text{mm}$ et classe H.R10.9.

A.2. Disposition des boulons :

$$26,4\text{mm} \leq e_1 \leq 468\text{mm} \rightarrow e_1 = 70\text{mm}$$

$$48,4\text{mm} \leq P_1 \leq 200\text{mm} \rightarrow P_1 = 170\text{mm}$$

$$33\text{mm} \leq e_2 \leq 468\text{mm} \rightarrow e_2 = 120\text{mm}$$

$$66\text{mm} \leq P_2 \leq 200\text{mm} \rightarrow P_2 = 170\text{mm}$$

B. Vérification de la résistance :

$$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{463,83}{16 \times 1} = 28,99\text{kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{K_s \cdot \mu \cdot n (F_p - 0,8 \cdot F_{t,Sd})}{\gamma_{ms}}$$

Remarque : on peut considérer que le moment appliqué M se traduit par un effort de traction dans la semelle supérieure et effort de compression dans la semelle inférieure.

Détermination de l'effort max F_{M1} dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus :

$$F_{t,Sd} = F_{M1} = \frac{M_{Sd} \cdot d_1}{n_f \cdot \sum d_i^2}$$

$d_1 = 640,5\text{mm}$; $d_2 = 470,5\text{mm}$; $d_3 = 300,5\text{mm}$; $d_4 = 130,5\text{mm}$.

$$\sum d_i^2 = (640,5^2 + 470,5^2 + 300,5^2 + 130,5^2) \times 10^{-6} = 0,74\text{m}^2$$

$$F_{t,Sd} = F_{M1} = \frac{936,45 \times 640,5 \times 10^{-3}}{8 \times 0,74} = 101,32\text{kN}$$

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 171,5\text{kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{1 \times 0,3 \times 1 \times (171,5 - 0,8 \times (101,32 \div 2))}{1,25} = 29\text{kN}$$

$28,99\text{kN} \leq 29\text{kN}$ la condition est vérifiée.

C. Vérification le moment résistant effectif de l'assemblage :

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

$$M_{Sd} = 385,45\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 171,5 \times 0,74}{0,64} = 396,59kN.m$$

$385,45kN.m \leq 396,59kN.m$ la condition est vérifiée.

VIII.3.5.1.2. Assemblage platine-poutre :

A. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{Sd} \leq V_{adm}$$

$$V_{Sd} = 463,83kN$$

$$l_3 = 600 - 2 \times 19 = 562mm$$

$$V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 562 \times 430 \times 7}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,30} \times 10^{-3} = 1249,96kN$$

$463,83kN \leq 1249,96kN$ la condition est vérifiée

B. Vérification du moment :

$$M_{Sd} \leq M_{adm}$$

$$M_{Sd} = 385,45kN.m$$

$$I_{ys} = 2l_1 \cdot a \cdot d_1^2 + 4l_2 \cdot a \cdot d_2^2$$

$$l_1 = b = 220mm$$

$$l_2 = \frac{b - t_w}{2} = \frac{220 - 12}{2} = 104mm$$

$$d_1 = \frac{h + a}{2} = \frac{600 + 7}{2} = 303,5mm$$

$$d_2 = \frac{h - a}{2} - t_f = \frac{600 - 7}{2} - 19 = 277,5mm$$

$$I_{ys} = 2 \times 220 \times 7 \times 303,5^2 + 4 \times 104 \times 7 \times 277,5^2 = 5,08 \times 10^8 mm^4$$

$$M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 5,08 \times 10^8 \times 430}{0,85 \times 1,3 \times 600} \times 10^{-6} = 465,94kN.m$$

$385,45kN.m \leq 465,94kN.m$ la condition est vérifiée.

VIII.3.5.2. Assemblage poteau HEM 300 – poutre IPE 360 :

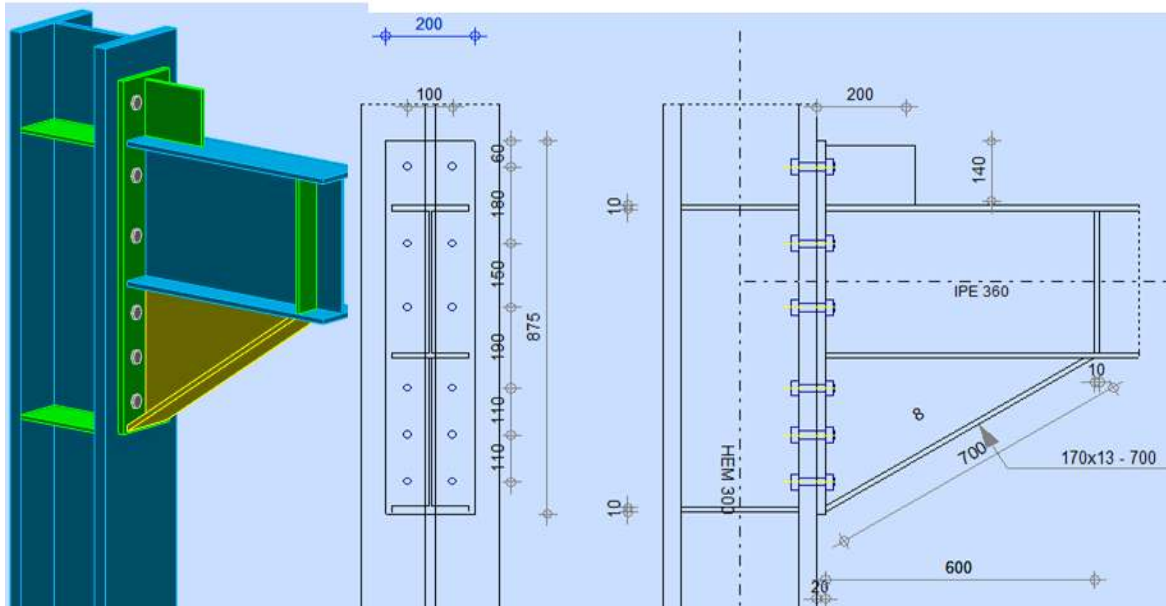


Figure VII.10 : Représentation de l'assemblage poteau HEM 300 – poutre IPE 360

❖ Les efforts de calcul :

$$M_{Sd} = 179,03 \text{ kN.m} \quad V_{Sd} = 252,33 \text{ kN}$$

VIII.3.5.2.1. Assemblage poteau-platine :

A. Dimensionnement des boulons :

A.1. Le choix de diamètre des boulons :

On a choisi des boulons M18 de diamètre $d = 18 \text{ mm}$ et classe H.R10.9.

A.2. Disposition des boulons :

$$\begin{aligned} 24 \text{ mm} &\leq e_1 \leq 468 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 60 \text{ mm} \\ 44 \text{ mm} &\leq P_1 \leq 200 \text{ mm} \rightarrow P_1 = 170 \text{ mm} \\ 30 \text{ mm} &\leq e_2 \leq 468 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 100 \text{ mm} \\ 60 \text{ mm} &\leq P_2 \leq 200 \text{ mm} \rightarrow P_2 = 170 \text{ mm} \end{aligned}$$

B. Vérification de la résistance :

$$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{252,33}{12 \times 1} = 21,03 \text{ kN}$$

Détermination de l'effort max F_{M1} dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus :

$$d_1 = 463,65 \text{ mm} ; d_2 = 283,65 \text{ mm} ; d_3 = 133,65 \text{ mm}.$$

$$\sum d_i^2 = (463,65^2 + 283,65^2 + 133,65^2) \times 10^{-6} = 0,31 \text{ m}^2$$

$$F_{t,Sd} = F_{M1} = \frac{179,03 \times 463,65 \times 10^{-3}}{6 \times 0,31} = 44,63 \text{ kN}$$

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 192 \times 10^{-3} = 134,4 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{1 \times 0,3 \times 1 \times (134,4 - 0,8 \times (44,63 \div 2))}{1,25} = 27,97kN$$

21,03kN ≤ 24,64kN la condition est vérifiée.

C. Vérification le moment résistant effectif de l'assemblage :

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

$$M_{Sd} = 179,03kN.m$$

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 134,4 \times 0,31}{0,46} = 181,15kN.m$$

179,03kN.m ≤ 181,15kN.m la condition est vérifiée.

VIII.3.5.2.2.Assemblage platine-poutre :

A. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{Sd} \leq V_{adm}$$

$$V_{Sd} = 252,33kN$$

$$l_3 = 360 - 2 \times 12,7 = 334,6mm$$

$$V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 334,6 \times 430 \times 7}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,30} \times 10^{-3} = 744,19kN$$

252,33kN ≤ 744,19kN la condition est vérifiée

B. Vérification du moment :

$$M_{Sd} \leq M_{adm}$$

$$M_{Sd} = 179,03kN.m$$

$$I_{ys} = 2l_1 \cdot a \cdot d_1^2 + 4l_2 \cdot a \cdot d_2^2$$

$$l_1 = b = 170mm$$

$$l_2 = \frac{b - t_w}{2} = \frac{170 - 8}{2} = 81mm$$

$$d_1 = \frac{h + a}{2} = \frac{360 + 7}{2} = 183,5mm$$

$$d_2 = \frac{h - a}{2} - t_f = \frac{360 - 7}{2} - 12,7 = 163,8mm$$

$$I_{ys} = 2 \times 170 \times 7 \times 183,5^2 + 4 \times 81 \times 7 \times 163,8^2 = 1,41 \times 10^8 mm^4$$

$$M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 1,41 \times 10^8 \times 430}{0,85 \times 1,3 \times 360} \times 10^{-6} = 215,54kN.m$$

179,03kN.m ≤ 215,54kN.m la condition est vérifiée.

VIII.3.5.3.Assemblage poteau HEM 300 – poutre IPE 330 :

- L'assemblage poteau-poutre est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la poutre et soudée au poteau.

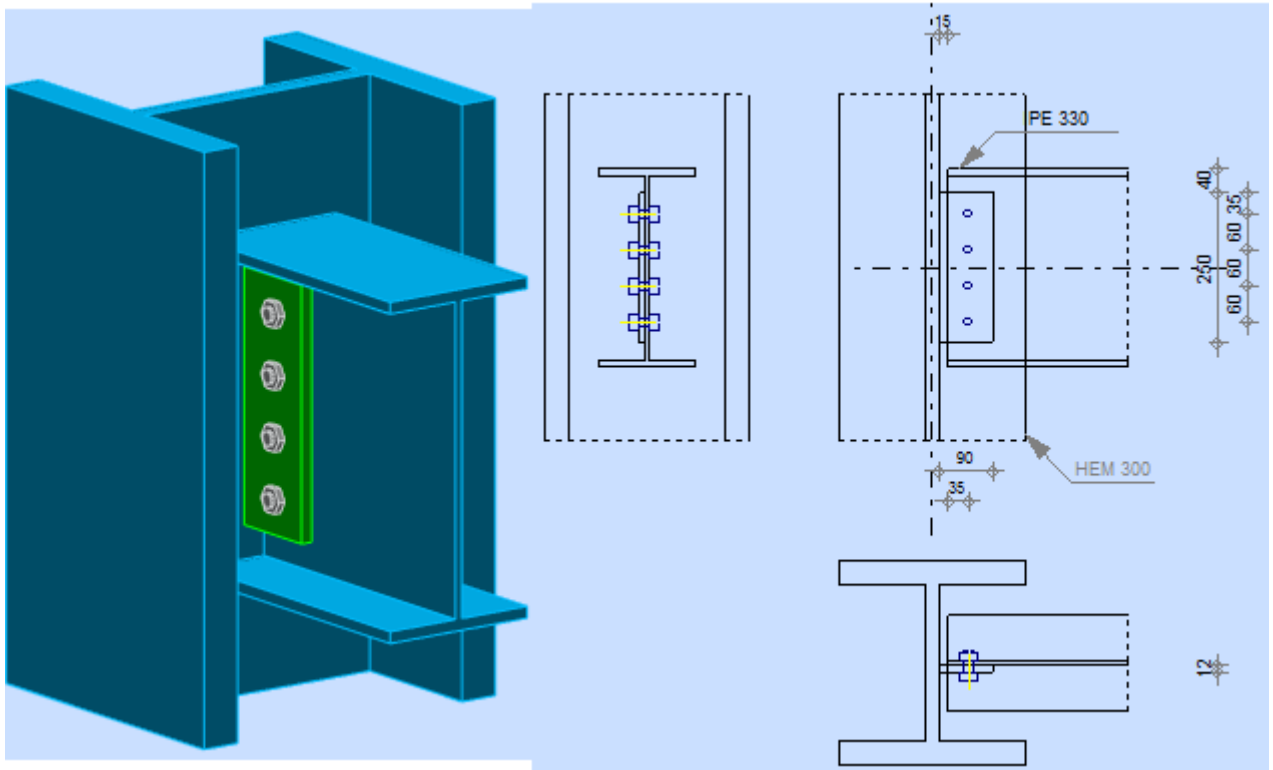


Figure VII.11 : Représentation de l'assemblage poteau HEM 300 – poutre IPE 330

❖ L'effort de calcul :

$$V_{Sd} = 35,82 \text{ kN}$$

VIII.3.5.3.1. Assemblage poutre-platine :

A. Dimensionnement des boulons :

A.1. Le choix de diamètre des boulons :

On a choisi des boulons ordinaires M14 de diamètre $d = 14 \text{ mm}$ et classe 8.8.

A.2. Disposition des boulons :

$$19,2 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 35 \text{ mm}$$

$$35,2 \text{ mm} \leq P_1 \leq 105 \text{ mm} \rightarrow P_1 = 60 \text{ mm}$$

$$24 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 35 \text{ mm}$$

B. Vérification de boulon au cisaillement :

$$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$$

$F_{v,Sd}$ est déterminé par la formule suivante [2]:

Calcul l'excentricité e :

$$e = S_b + \frac{t_w}{2} + e_2 = 15 + \frac{21}{2} + 35 = 60,5 \text{ mm}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{\sqrt{\left[\frac{6 \times 60,5}{(4+1) \times 60}\right]^2 + 1}}{4} \times 35,82 = 14,06kN$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot A \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,6 \times 154 \times \frac{800}{1,25} \times 10^{-3} = 59,14kN$$

14,06kN ≤ 59,14kN la condition est vérifiée.

C. Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{35,82}{4} = 8,96kN$$

$$\alpha = \min\left\{\frac{35}{3 \times 16}; \frac{60}{3 \times 16} - \frac{1}{4}; \frac{800}{430}; 1\right\} = \min\{0,73; 1; 1,86; 1\} \Rightarrow \alpha = 0,73$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,73 \times 14 \times 12 \times \frac{430}{1,25} \times 10^{-3} = 105,47kN$$

8,96kN ≤ 105,47kN la condition est vérifiée.

VIII.3.5.3.2. Assemblage platine-poteau :

A. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{Sd} \leq V_{adm}$$

$$V_{Sd} = 35,82kN$$

$$l_3 = 250mm$$

$$V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 250 \times 430 \times 7}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,30} \times 10^{-3} = 556,03kN$$

35,82kN ≤ 556,03kN la condition est vérifiée.

VIII.3.5.4. Assemblage poteau HEM 300 – sablière HEA 140 :

- L'assemblage poteau-poutre est réalisé à l'aide d'une cornière CAE 100×10 boulonnée à la poutre au poteau.

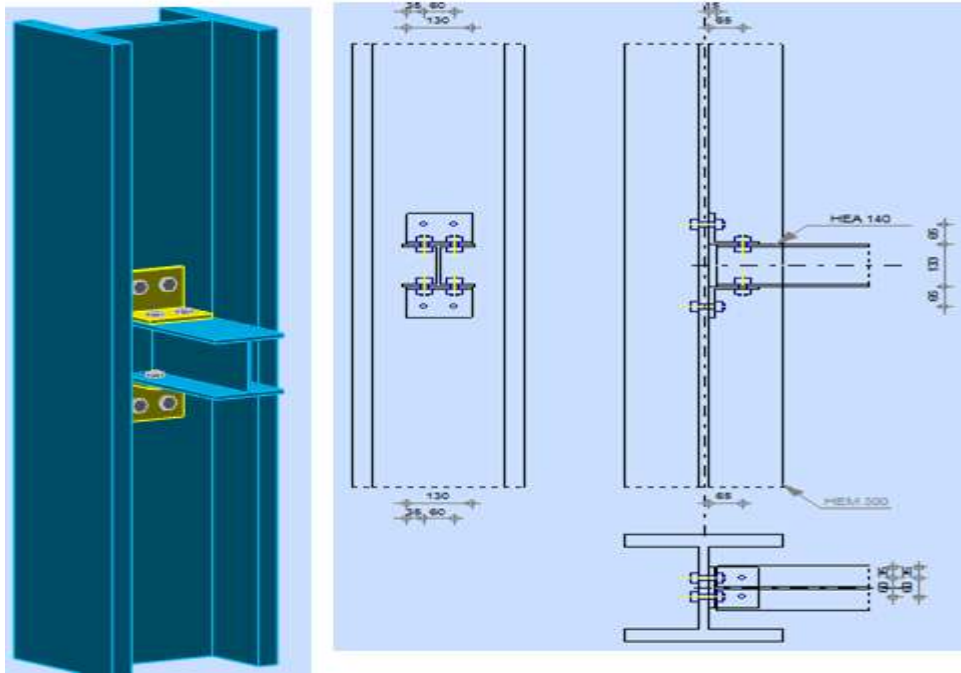


Figure VII.12 : Représentation de l'assemblage poteau HEM 300 – sablière HEA 140

❖ L'effort de calcul :

$$V_{Sd} = 1,02\text{kN} \quad N_{Sd} = 124,34\text{kN}$$

A. Dimensionnement des boulons :

A.1. Le choix de diamètre des boulons :

On a choisi des boulons ordinaires M16 de diamètre $d = 16\text{mm}$ et classe 8.8.

A.2. Disposition des boulons :

$$21,6\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm} \rightarrow e_1 = 65\text{mm}$$

$$27\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm} \rightarrow e_2 = 35\text{mm}$$

$$54\text{mm} \leq P_2 \leq 140\text{mm} \rightarrow P_2 = 60\text{mm}$$

B. Vérification de la résistance des boulons à la traction :

$$F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Sd} = \frac{N_{Sd}}{n_b} = \frac{124,34}{8} = 15,54\text{kN}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times 800 \times \frac{157}{1,25} \times 10^{-3} = 90,43\text{kN}$$

$15,54\text{kN} \leq 90,43\text{kN}$ la condition est vérifiée.

C. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement :

$$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{1,02}{8 \times 1} = 0,13\text{kN}$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \times 800 \times \frac{201}{1,25} \times 10^{-3} = 77,18kN$$

0,13kN ≤ 77,18kN la condition est vérifiée.

D. Vérification la résistance des boulons au cisaillement+traction :

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{0,13}{77,18} + \frac{15,54}{1,4 \times 90,43} = 0,12 \leq 1 \text{ la condition est vérifiée.}$$

E. Vérification au poinçonnement :

$$F_{t,Sd} \leq B_{p,Rd}$$

$$F_{t,Sd} = 15,54kN$$

$$B_{p,Rd} = 0,6 \times \pi \times 24,58 \times 10 \times \frac{430}{1,25} \times 10^{-3} = 159,38kN$$

15,54kN ≤ 159,38kN la condition est vérifiée.

F. Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{v,Sd} = 0,13kN$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{65}{3 \times 18}; \frac{800}{430}; 1 \right\} = \min \{1,20; 1,86; 1\} \Rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 1 \times 16 \times 10 \times \frac{430}{1,25} \times 10^{-3} = 137,6kN$$

0,13kN ≤ 137,6kN la condition est vérifiée.

VIII.3.6.Assemblage du contreventement :

- L'assemblage du contreventement est réalisé à l'aide d'un gousset boulonné avec les profilés de contreventement.

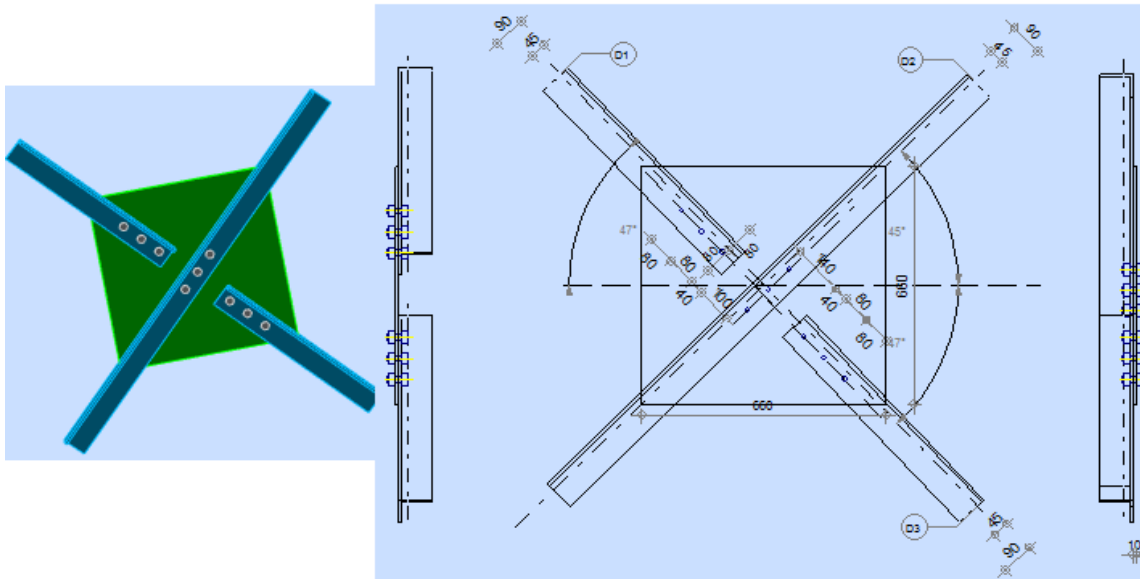


Figure VII.13 : Représentation de l'assemblage du contreventement

❖ L'effort de calcul :

$$N_{sd} = 64,77 \text{ kN}$$

A. Dimensionnement des boulons :

A.1. Le choix de diamètre des boulons :

On a choisi des boulons M16 de diamètre $d = 16 \text{ mm}$ et classe H.R10.9.

A.2. Disposition des boulons :

$$21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$39,6 \text{ mm} \leq P_1 \leq 126 \text{ mm} \rightarrow P_1 = 80 \text{ mm}$$

$$27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 45 \text{ mm}$$

B. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{64,77}{3 \times 1} = 21,59 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \times 1000 \times \frac{201}{1,25} \times 10^{-3} = 96,48 \text{ kN}$$

$21,59 \text{ kN} \leq 96,48 \text{ kN}$ la condition est vérifiée.

C. Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{v,sd} = 21,59 \text{ kN}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{40}{3 \times 18}; \frac{80}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{430}; 1 \right\} = \min \{0,74; 1,23; 2,33; 1\} \Rightarrow \alpha = 0,74$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,74 \times 16 \times 10 \times \frac{430}{1,25} \times 10^{-3} = 101,82 \text{ kN}$$

$21,59kN \leq 101,82kN$ la condition est vérifiée.

VIII.3.7.Assemblage de stabilité :

- L'assemblage de stabilité est réalisé à l'aide d'un gousset boulonné avec les profilés de stabilité.

VIII.3.7.1.Assemblage de stabilité en (X) :

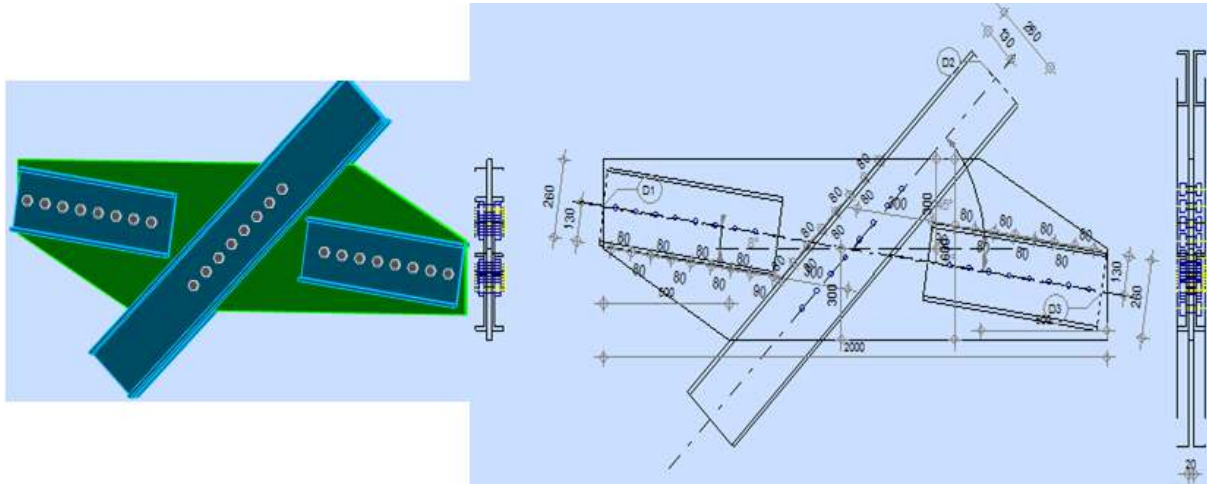


Figure VII.14 : Représentation de l'assemblage de stabilité en (X)

❖ L'effort de calcul :

$$N_{sd} = 1453,91kN$$

A. Dimensionnement des boulons :

A.1.Le choix de diamètre des boulons :

On a choisi des boulons M22 de diamètre $d = 22mm$ et classe H.R10.9.

A.2.Disposition des boulons :

$$28,8mm \leq e_1 \leq 150mm \rightarrow e_1 = 90mm$$

$$52,8mm \leq P_1 \leq 140mm \rightarrow P_1 = 90mm$$

$$36mm \leq e_2 \leq 150mm \rightarrow e_2 = 130mm$$

$$72mm \leq P_1 \leq 140mm \rightarrow P_1 = 90mm$$

B. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{1453,91}{8 \times 2} = 90,87kN$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \times 1000 \times \frac{380}{1,25} \times 10^{-3} = 182,4kN$$

$90,87kN \leq 182,4kN$ la condition est vérifiée.

C. Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{v,sd} = 90,87kN$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{90}{3 \times 24}; \frac{90}{3 \times 24} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{430}; 1 \right\} = \min \{1,25; 1; 2,32; 1\} \Rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 1 \times 22 \times 20 \times \frac{430}{1,25} \times 10^{-3} = 378,4kN$$

181,74kN ≤ 378,4kN la condition est vérifiée.

VIII.3.7.2. Assemblage de stabilité en (K) :

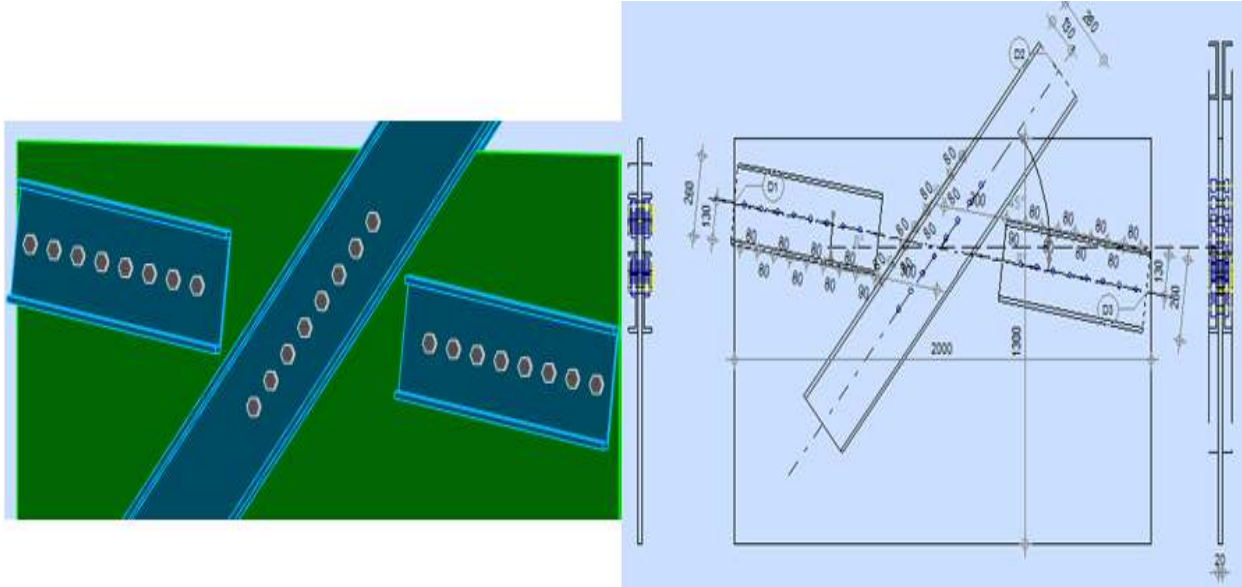


Figure VII.15 : Représentation de l'assemblage de stabilité en (K)

❖ L'effort de calcul :

$$N_{sd} = 841,29kN$$

A. Dimensionnement des boulons :

A.1. Le choix de diamètre des boulons :

On a choisi des boulons M20 de diamètre $d = 20mm$ et classe H.R10.9.

A.2. Disposition des boulons :

$$26,5mm \leq e_1 \leq 150mm \rightarrow e_1 = 90mm$$

$$48,4mm \leq P_1 \leq 140mm \rightarrow P_1 = 90mm$$

$$33mm \leq e_2 \leq 150mm \rightarrow e_2 = 130mm$$

$$66mm \leq P_1 \leq 140mm \rightarrow P_1 = 90mm$$

B. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{841,29}{6 \times 2} = 70,11kN$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \times 1000 \times \frac{314}{1,25} \times 10^{-3} = 150,72kN$$

70,11kN ≤ 150,72kN la condition est vérifiée.

C. Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{v,Sd} = 70,11kN$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{90}{3 \times 22}; \frac{90}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{430}; 1 \right\} = \min \{1,36; 1,11; 2,32; 1\} \Rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 1 \times 20 \times 20 \times \frac{430}{1,25} \times 10^{-3} = 344kN$$

140,22kN ≤ 344kN la condition est vérifiée.

VIII.3.7.3. Assemblage de stabilité en (V) :

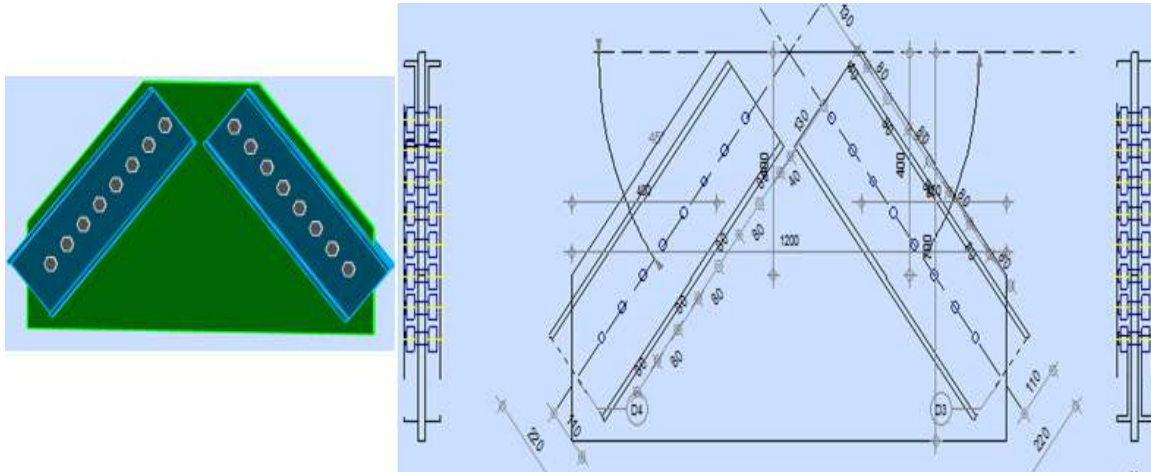


Figure VII.16 : Représentation de l'assemblage de stabilité en (V)

❖ L'effort de calcul :

$$N_{Sd} = 684,58kN$$

A. Dimensionnement des boulons :

A.1. Le choix de diamètre des boulons :

On a choisi des boulons M22 de diamètre $d = 22mm$ et classe H.R10.9.

A.2. Disposition des boulons :

$$28,8mm \leq e_1 \leq 150mm \rightarrow e_1 = 40mm$$

$$52,8mm \leq P_1 \leq 140mm \rightarrow P_1 = 80mm$$

$$36mm \leq e_2 \leq 150mm \rightarrow e_2 = 110mm$$

$$72mm \leq P_1 \leq 140mm \rightarrow P_1 = 80mm$$

B. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement :

$$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{684,58}{8 \times 2} = 42,79kN$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \times 1000 \times \frac{380}{1,25} \times 10^{-3} = 182,4kN$$

42,79kN ≤ 182,4kN la condition est vérifiée.

C. Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{v,sd} = 42,78kN$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{40}{3 \times 24}; \frac{80}{3 \times 24} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{430}; 1 \right\} = \min \{0,56; 0,86; 2,32; 1\} \Rightarrow \alpha = 0,56$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,56 \times 22 \times 20 \times \frac{430}{1,25} \times 10^{-3} = 211,90kN$$

85,57kN ≤ 211,90kN la condition est vérifiée.

VIII.3.8. Assemblage des diagonales de stabilité :

- Pour notre cas, les diagonales les plus sollicitées sont formées par des UPN260 . Ce qui fait que les boulons de l'assemblage diagonale – gousset seront bien attachés.

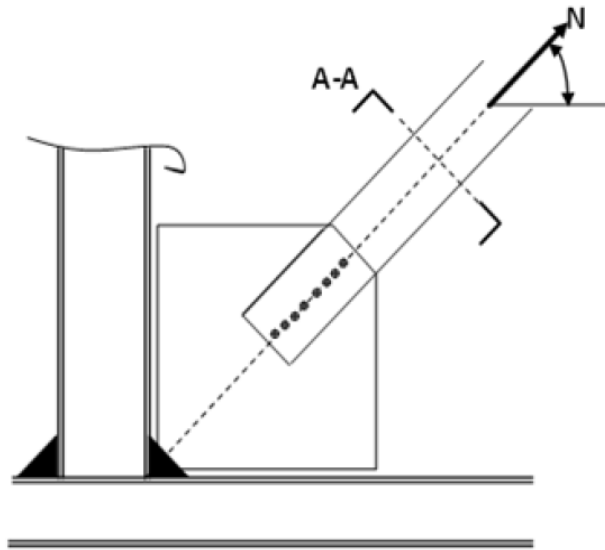


Figure VIII.17 : L'attache de la diagonale UPN (260) avec le poteau HEM 300

❖ L'effort de calcul :

$$N_{sd} = 1453,91kN$$

A. Dimensionnement des boulons :

A.1. Le choix de diamètre des boulons :

- ✓ Section brute 2UPN 260 : $A = 9660mm^2$
- ✓ Section nette minimale : $A_n = \frac{N_{sd}}{f_y} = \frac{1453,91 \times 10^3}{275} = 5286,95mm^2$
- ✓ Section de perçage : $\Omega = A - A_n = 9660 - 5286,95 = 4373,05mm^2$
- ✓ Diamètre maximale de perçage : $d_0 = \frac{\Omega}{t} = \frac{4373,05}{20} = 218,65mm$

Soit $d_0 = 22mm$ ce correspond à des boulons de diamètre $d = 20mm$ et de classe H.R10.9.

A.2. Disposition des boulons :

$$28,8mm \leq e_1 \leq 150mm \rightarrow e_1 = 90mm$$

$$52,8mm \leq P_1 \leq 140mm \rightarrow P_1 = 90mm$$

$$36mm \leq e_2 \leq 150mm \rightarrow e_2 = 130mm$$

A.3. Nombre des boulons :

$$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$\frac{N_{Sd}}{n_b \cdot n_p} \leq 0,6 \cdot A \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} \rightarrow \frac{1453,91}{n_b \times 2} \leq 0,6 \times 314 \times \frac{1000}{1,25} \rightarrow n_b \geq \frac{1453,91 \times 10^3}{301440} = 4,82$$

Soit 4 boulons de $d = 20\text{mm}$ et classe H.R10.9.

B. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement :

$$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{1453,91}{8 \times 2} = 90,87\text{kN}$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \times 1000 \times \frac{380}{1,25} \times 10^{-3} = 182,4\text{kN}$$

$90,87\text{kN} \leq 182,4\text{kN}$ la condition est vérifiée.

C. Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{v,Sd} = 90,87\text{kN}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{90}{3 \times 24}; \frac{90}{3 \times 24} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{430}; 1 \right\} = \min \{ 1,25; 1; 2,32; 1 \} \Rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 1 \times 22 \times 20 \times \frac{430}{1,25} \times 10^{-3} = 378,4\text{kN}$$

VIII.3.9.Assemblage de continuité (couvre joint) :

- L'assemblage de continuité est réalisé à l'aide des platines boulonnées au semelle et l'âme.

VIII.3.9.1.Assemblage de continuité de traverse :

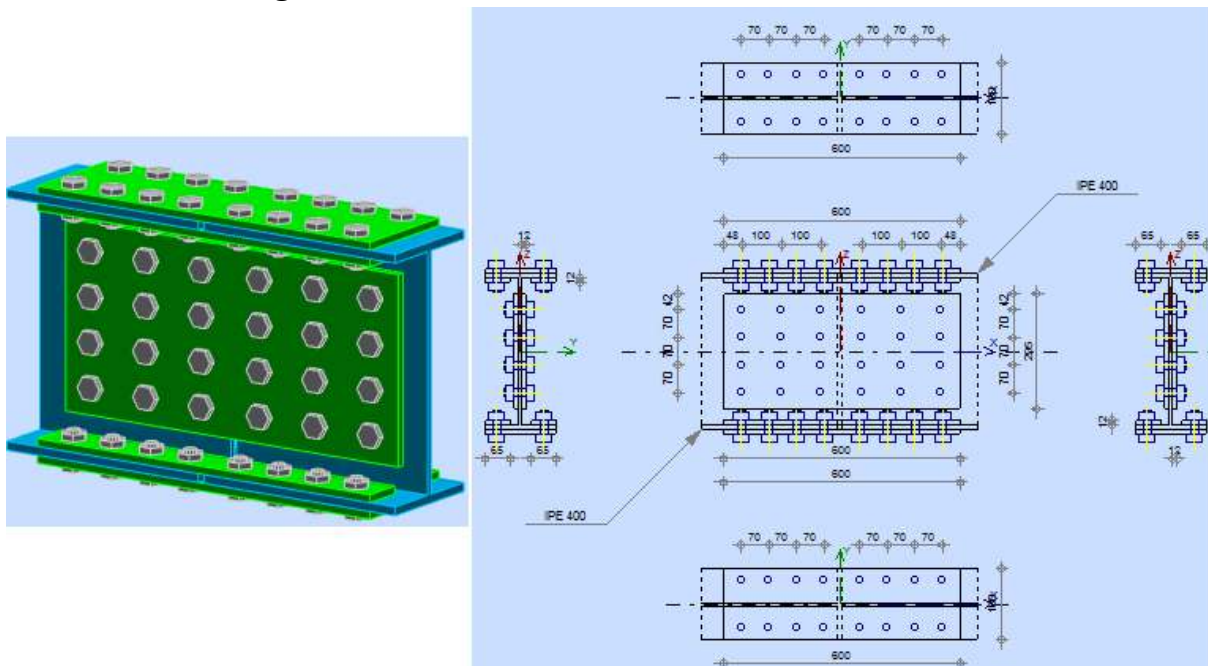


Figure VII.18 : Représentation de l'assemblage de continuité (traverse)

❖ **Les efforts de calcul :**

$$M_{Sd} = 41,09 \text{ kN.m} \quad V_{Sd} = 23,05 \text{ kN} \quad N_{Sd} = 92,55 \text{ kN}$$

VIII.3.9.1.1. Eclisse de semelle :

Pour la semelle nous avons N_{Sd} et M_{Sd} .

A. Dimensionnement des boulons :

A.1. Le choix de diamètre des boulons :

On a choisi des boulons M20 de diamètre $d = 20 \text{ mm}$ et classe H.R10.9.

A.2. Disposition des boulons :

$$26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 162 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$48,4 \text{ mm} \leq P_1 \leq 189 \text{ mm} \rightarrow P_1 = 70 \text{ mm}$$

$$33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 162 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 120 \text{ mm}$$

B. Les efforts soumettent au semelle :

B.1. L'effort normale du à M :

$$N_M = \frac{M_{Sd}}{h - t_f} = \frac{41,09 \times 10^3}{400 - 13,5} = 106,31 \text{ kN}$$

B.2. L'effort normale du à N :

$$N_N = \frac{b \cdot t_f}{A_{tot}} \times 2 \times N_{Sd} = \frac{180 \times 13,5}{8450} \times 2 \times 92,55 = 53,23 \text{ kN}$$

$$N_{tot} = N_M + N_N = 106,31 + 53,23 = 159,54 \text{ kN}$$

C. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement :

$$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{159,54}{8 \times 2} = 9,97 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \times 1000 \times \frac{314}{1,25} \times 10^{-3} = 150,72 \text{ kN}$$

$9,97 \text{ kN} \leq 150,72 \text{ kN}$ la condition est vérifiée.

D. Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{v,Sd} = 9,97 \text{ kN}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{40}{3 \times 22}; \frac{70}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{430}; 1 \right\} = \min \{0,61; 1,06; 2,32; 1\} \Rightarrow \alpha = 0,61$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,61 \times 20 \times 12 \times \frac{430}{1,25} \times 10^{-3} = 125,90 \text{ kN}$$

$9,97kN \leq 125,90kN$ la condition est vérifiée.

VIII.3.9.1.2. Eclisse de l'âme :

Pour l'âme nous avons N_{Sd} et V_{Sd} et un moment de torsion dû à V_{Sd} .

$$M_t = V_{Sd} \times e = 23,05 \times (48+100) = 3,4kN.m$$

A. Dimensionnement des boulons :

A.1. Le choix de diamètre des boulons :

On a choisi des boulons M20 de diamètre $d = 20mm$ et classe H.R10.9.

A.2. Disposition des boulons :

$$26,4mm \leq e_1 \leq 150mm \rightarrow e_1 = 42mm$$

$$48,4mm \leq P_1 \leq 120,4mm \rightarrow P_1 = 70mm$$

$$33mm \leq e_2 \leq 150mm \rightarrow e_2 = 48mm$$

$$66mm \leq P_2 \leq 120,4mm \rightarrow P_2 = 100mm$$

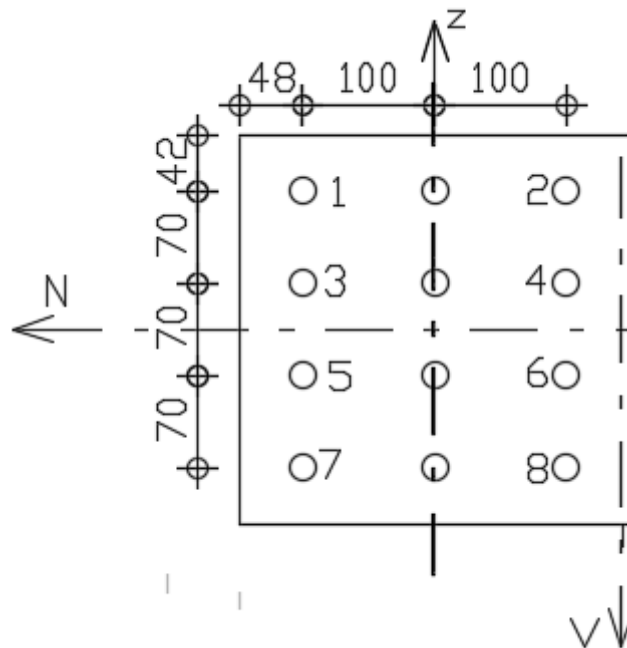


Figure VII.19 : Composantes des boulons(traverse)

B. Effort du chaque boulon :

Pour les boulons 1,2,3,4,5,6,7,8.

$$V_{iz} = \frac{M_t \cdot x_i}{\sum(x^2 + z^2)} ; V_{ix} = \frac{M_t \cdot z_i}{\sum(x^2 + z^2)}$$

$$V_z = \frac{3,4 \times 100}{4 \times (100^2 + 35^2) + 4 \times (100^2 + 105^2) + 2 \times (0 + 35^2) + 2 \times (0 + 105^2)} \times 10^{-3} = 2,21 \times 10^{-6}kN$$

$$V_x = \frac{3,4 \times 35}{4 \times (100^2 + 35^2) + 4 \times (100^2 + 105^2) + 2 \times (0 + 35^2) + 2 \times (0 + 105^2)} \times 10^{-3} = 7,75 \times 10^{-7} kN$$

$$V_x = \frac{3,4 \times 105}{4 \times (100^2 + 35^2) + 4 \times (100^2 + 105^2) + 2 \times (0 + 35^2) + 2 \times (0 + 105^2)} \times 10^{-3} = 2,33 \times 10^{-6} kN$$

L'effort du boulon le plus sollicité :

$$V_x = 2,33 \times 10^{-6} + \frac{92,55}{12} = 7,71 kN$$

$$V_z = 2,21 \times 10^{-6} + \frac{23,05}{12} = 1,92 kN$$

$$R = \sqrt{V_x^2 + V_z^2} = \sqrt{7,71^2 + 1,92^2} = 7,94 kN$$

C. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement :

$$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Sd} = 7,94 kN$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \times 1000 \times \frac{314}{1,25} \times 10^{-3} = 150,72 kN$$

7,94 kN ≤ 150,72 kN la condition est vérifiée.

D. Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{v,Sd} = 7,94 kN$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{42}{3 \times 22}; \frac{70}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{430}; 1 \right\} = \min \{0,64; 1,06; 2,32; 1\} \Rightarrow \alpha = 0,64$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,64 \times 20 \times 12 \times \frac{430}{1,25} \times 10^{-3} = 132,1 kN$$

7,94 kN ≤ 132,1 kN la condition est vérifiée.

VIII.3.9.2. Assemblage de continuité du poteau :

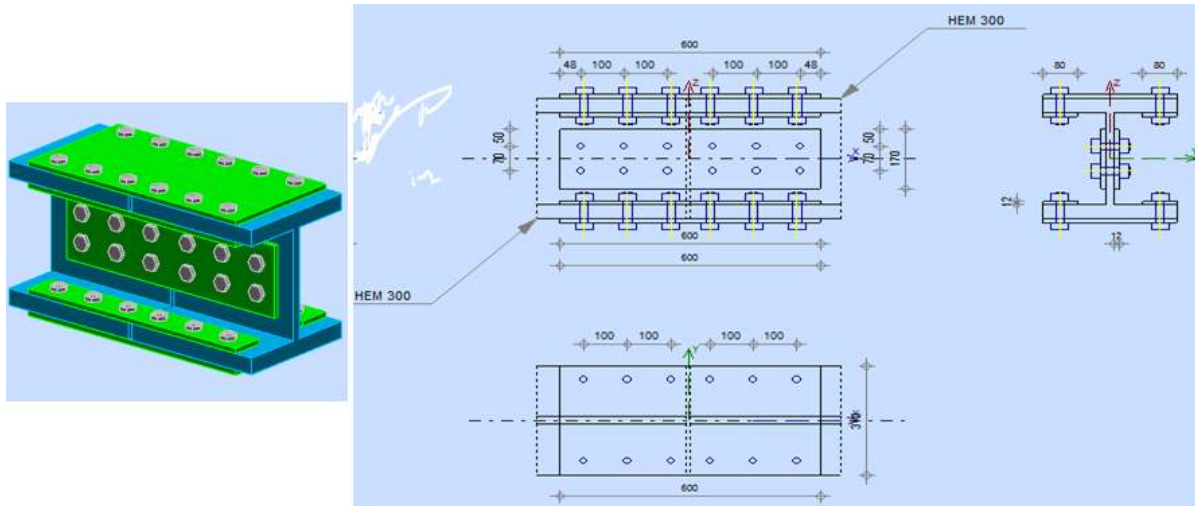


Figure VII.20 : Représentation de l'assemblage de continuité (poteau)

❖ Les efforts de calcul :

$$M_{Sd} = 21,19 \text{ kN.m} \quad V_{Sd} = 31,98 \text{ kN} \quad N_{Sd} = 34,98 \text{ kN}$$

VIII.3.9.2.1. Eclisse de semelle :

Pour la semelle nous avons N_{Sd} et M_{Sd} .

A. Dimensionnement des boulons :

A.1. Le choix de diamètre des boulons :

On a choisi des boulons M20 de diamètre $d = 20 \text{ mm}$ et classe H.R8.8.

A.2. Disposition des boulons :

$$26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 468 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$48,4 \text{ mm} \leq P_1 \leq 200 \text{ mm} \rightarrow P_1 = 100 \text{ mm}$$

$$33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 468 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 230 \text{ mm}$$

B. Les efforts soumettent au semelle :

B.1. L'effort normale du à M :

$$N_M = \frac{21,19 \times 10^3}{340 - 39} = 70,4 \text{ kN}$$

B.2. L'effort normale du à N :

$$N_N = \frac{310 \times 39}{30310} \times 2 \times 34,98 = 27,91 \text{ kN}$$

$$N_{tot} = 70,4 + 27,91 = 98,31 \text{ kN}$$

C. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement :

$$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{98,31}{6 \times 2} = 8,19 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \times 800 \times \frac{314}{1,25} \times 10^{-3} = 120,58kN$$

8,19kN ≤ 120,58kN la condition est vérifiée.

D. Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{v,Sd} = 8,19kN$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{40}{3 \times 22}; \frac{100}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{430}; 1 \right\} = \min \{0,61; 1,51; 2,32; 1\} \Rightarrow \alpha = 0,61$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,61 \times 20 \times 12 \times \frac{430}{1,25} \times 10^{-3} = 125,90kN$$

8,19kN ≤ 125,90kN la condition est vérifiée.

VIII.3.9.1.2.Eclisse de l'âme :

Pour l'âme nous avons N_{Sd} et V_{Sd} et un moment de torsion du à V_{Sd} .

$$M_t = 31,98 \times (48+100) = 4,73kN.m$$

A. Dimensionnement des boulons :

A.1.Le choix de diamètre des boulons :

On a choisi des boulons M20 de diamètre $d = 20mm$ et classe H.R8.8.

A.2.Disposition des boulons :

$$26,4mm \leq e_1 \leq 252mm \rightarrow e_1 = 50mm$$

$$48,4mm \leq P_1 \leq 200mm \rightarrow P_1 = 70mm$$

$$33mm \leq e_2 \leq 252mm \rightarrow e_2 = 48mm$$

$$66mm \leq P_2 \leq 200mm \rightarrow P_2 = 100mm$$

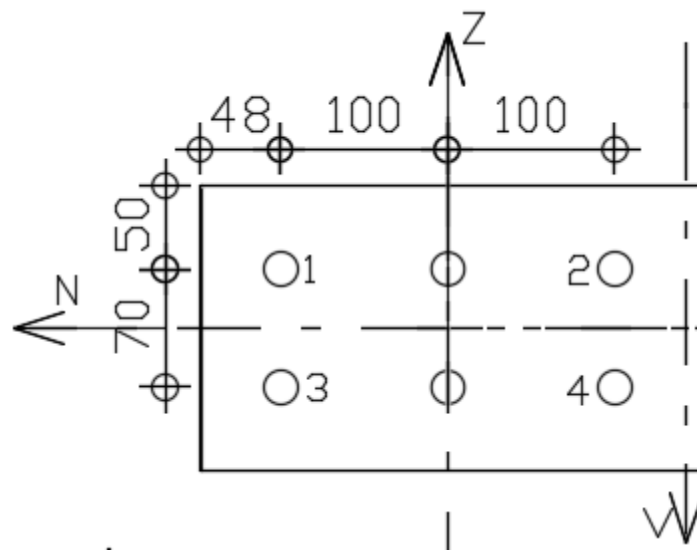


Figure VII.21 : Composantes des boulons(poteau)

B. Effort du chaque boulon :

Pour les boulons 1,2,3,4.

$$V_z = \frac{4,73 \times 100}{4 \times (100^2 + 35^2) + 2 \times (0 + 35^2)} \times 10^{-3} = 9,99 \times 10^{-6} kN$$

$$V_x = \frac{4,73 \times 35}{4 \times (100^2 + 35^2) + 2 \times (0 + 35^2)} \times 10^{-3} = 3,5 \times 10^{-6} kN$$

L'effort du boulon le plus sollicité :

$$V_x = 9,99 \times 10^{-6} + \frac{34,98}{6} = 5,83 kN$$

$$V_z = 3,5 \times 10^{-6} + \frac{31,98}{6} = 5,33 kN$$

$$R = \sqrt{5,83^2 + 5,33^2} = 8 kN$$

C. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,sd} = 8 kN$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \times 800 \times \frac{314}{1,25} \times 10^{-3} = 120,58 kN$$

$8 kN \leq 120,58 kN$ la condition est vérifiée.

D. Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{v,sd} = 8 kN$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{50}{3 \times 22}; \frac{70}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{430}; 1 \right\} = \min \{0,76; 1,06; 2,32; 1\} \Rightarrow \alpha = 0,76$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,76 \times 20 \times 12 \times \frac{430}{1,25} \times 10^{-3} = 156,86 kN$$

$8 kN \leq 156,86 kN$ la condition est vérifiée.

VIII.3.10. Assemblage pieds du poteau :

- L'assemblage pieds du poteau se fait à l'aide du logiciel **IDEA STATICA**.

A. Matériau :

Acier S 275

Béton C25/30

Elément du projet CON1 :

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]
-----	----------------------	----------------------------	-------------------------	----------------------------	---------------------	---------------------	------------------------

COL	1 - HEM300	0.0	-90.0	0.0	0	0	0
-----	------------	-----	-------	-----	---	---	---

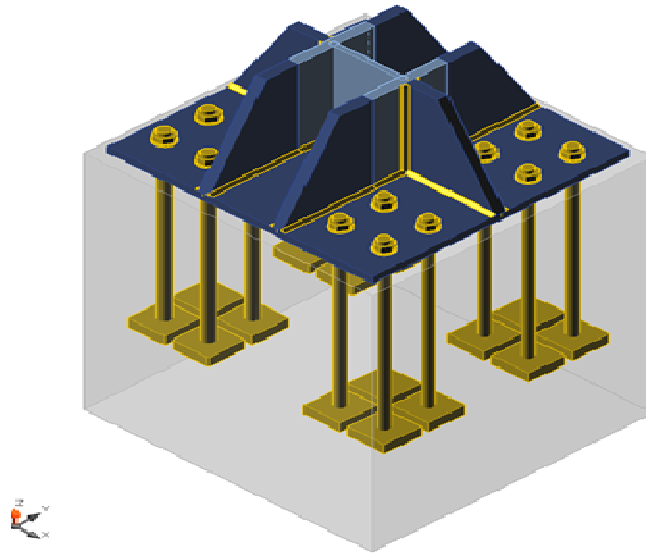


Figure VII.22 : Représentation de l'assemblage pieds du poteau

B. Sections transversales :

Nom	Matériau
1 - CON1(HEM300)	S 275

C. Les tiges :

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M42 10.9	M42 10.9	42	1000.0	1385

D. Chargements (équilibre n'est pas exigé) :

Nom	Elément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL	3352.9	1137.0	25.3	0.0	-30.4	-81.2

E. Fondation :

Elément	Valeur	Unité
Dimensions	1150 x 1180	mm
Profondeur	1500	mm
Ancrage	M42 10.9	
Longueur de l'ancrage	1000	mm
Transfert d'effort de cisaillement	Bêche	

Section transversale de la bête	CON1(HEM300)	
Longueur de la bête	400	mm

F. Les vérifications :

- **Sommaire :**

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	0.1 < 5%	OK
Tiges	75.6 < 100%	OK
Soudures	99.1 < 100%	OK
Bloc de béton	Pas calculé	
Cisaillement	54.1 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

F.1.Platine :

Nom	Matériau	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	Résultat
COL-bfl 1	S 275	39.0	LE1	246.2	0.0	OK
COL-tfl 1	S 275	39.0	LE1	244.5	0.0	OK
COL-w 1	S 275	21.0	LE1	56.7	0.0	OK
Elément 2-bfl 1	S 275	39.0	LE1	170.8	0.0	OK
Elément 2-tfl 1	S 275	39.0	LE1	172.2	0.0	OK
Elément 2-w 1	S 275	21.0	LE1	181.3	0.0	OK
BP1	S 275 - 1	40.0	LE1	255.2	0.1	OK
WID1a	S 275 - 1	40.0	LE1	254.6	0.0	OK
WID1b	S 275 - 1	40.0	LE1	255.3	0.1	OK
WID1c	S 275 - 1	40.0	LE1	214.1	0.0	OK
WID1d	S 275 - 1	40.0	LE1	255.3	0.1	OK
WID1e	S 275 - 1	40.0	LE1	127.9	0.0	OK
WID1f	S 275 - 1	40.0	LE1	133.1	0.0	OK

- **Données de conception :**

Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275	275.0	5.0
S 275 - 1	255.0	5.0

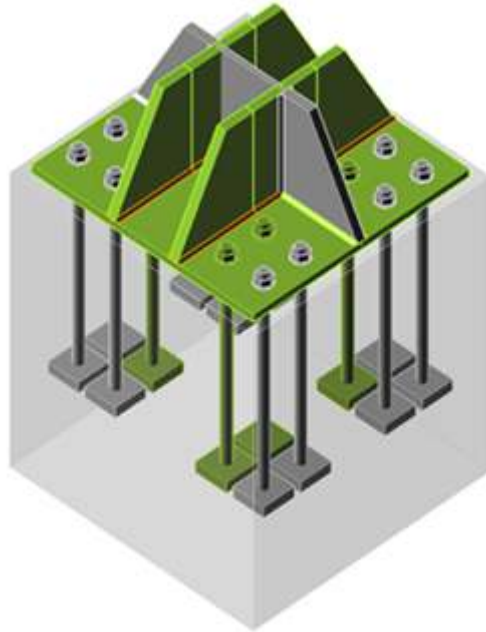


Figure VII.23 : Vérification globale LE1

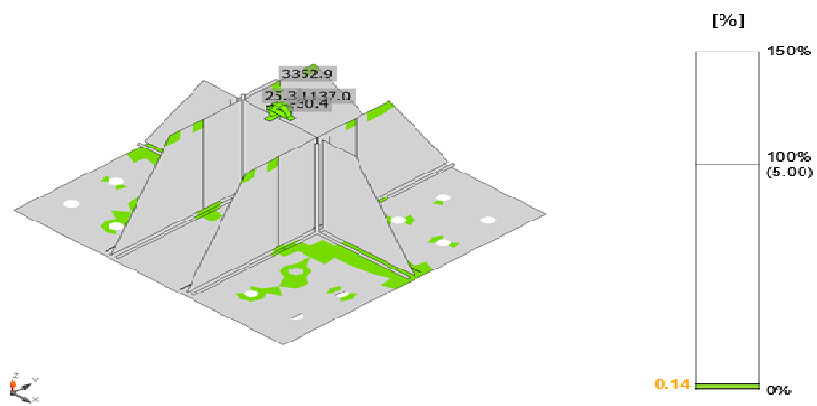
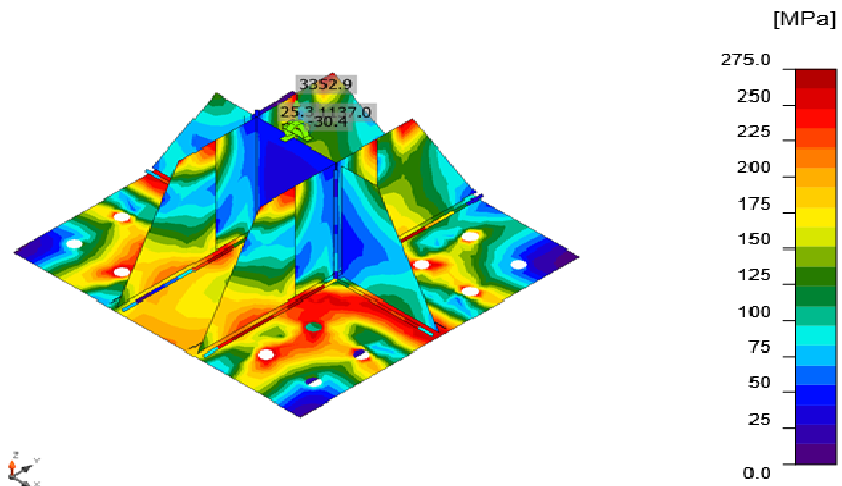


Figure VII.24 : Vérification de déformation LE1



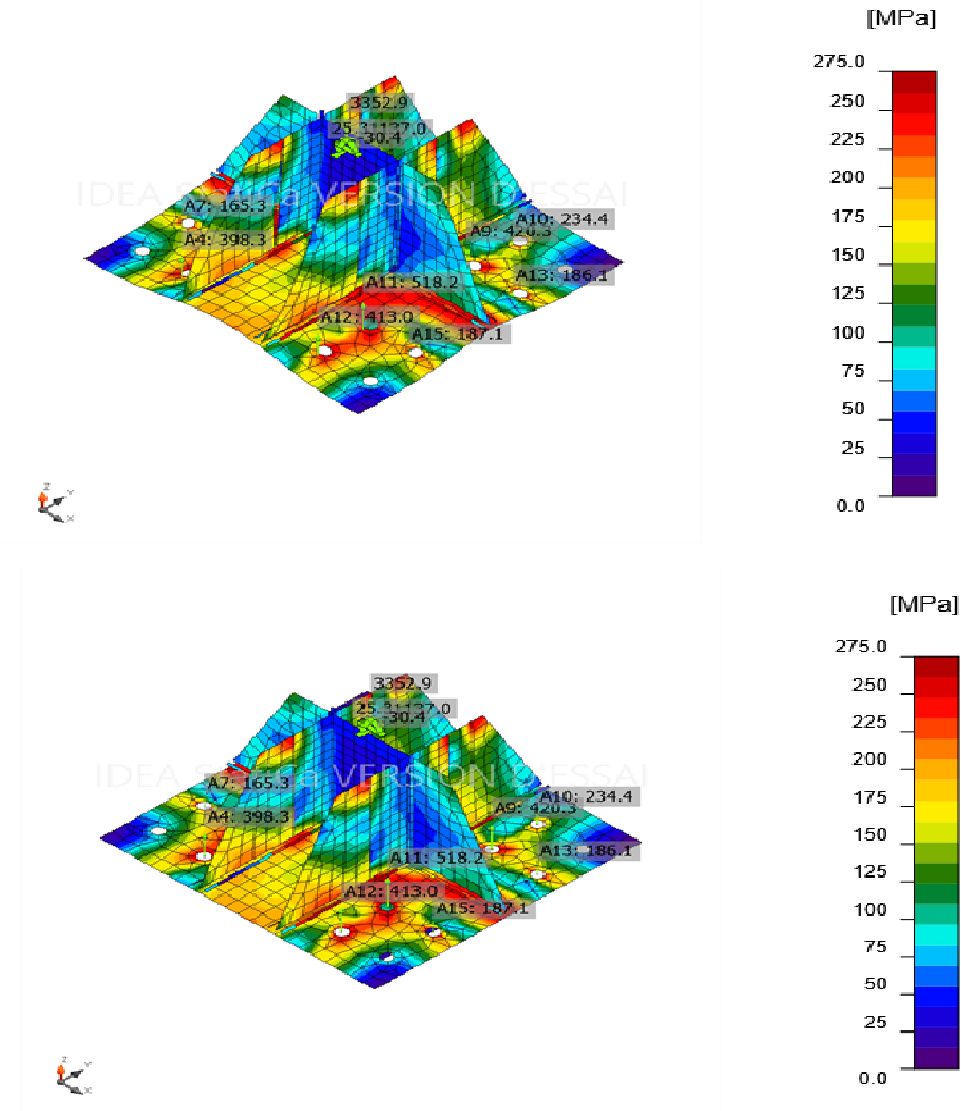
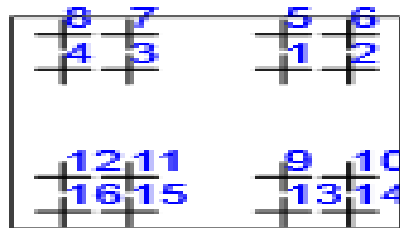


Figure VII.25 : Contrainte équivalente LE1

F.2.Les tiges :



Nom	Charges	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	N_{rdp} [kN]	U_{tt} [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{ts} [%]	U_{ts} [%]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Résultat
A1	LE1	395.8	0.0	2199.4	57.7	1377.6	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
A2	LE1	220.7	0.0	2199.4	32.2	1377.6	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
A3	LE1	494.3	0.0	2199.4	72.1	1377.6	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
A4	LE1	398.3	0.0	2199.4	58.1	1377.6	0.0	0.0	0.0	0.0	OK

A5	LE1	164.5	0.0	2199.4	24.0	1377.6	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
A6	LE1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
A7	LE1	165.3	0.0	2199.4	24.1	1377.6	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
A8	LE1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
A9	LE1	420.3	0.0	2199.4	61.3	1377.6	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
A10	LE1	234.4	0.0	2199.4	34.2	1377.6	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
A11	LE1	518.2	0.0	2199.4	75.6	1377.6	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
A12	LE1	413.0	0.0	2199.4	60.2	1377.6	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
A13	LE1	186.1	0.0	2199.4	27.1	1377.6	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
A14	LE1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
A15	LE1	187.1	0.0	2199.4	27.3	1377.6	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
A16	LE1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	OK

• **Données de conception :**

Nom	F _{t,Rd} [kN]	B _{p,Rd} [kN]	F _{v,Rd} [kN]	V _{rds} [kN]	S _{tr} [MN/m]
M42 10.9 - 1	685.4	1706.4	664.8	0.0	866

• **Résultat détaillé pour A1 :**

- **Vérification de la résistance à la tension (EN 1993-1-8 Table 3.4) :**

$$F_{t,Rd} = \frac{c \cdot k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 685,4kN$$

Où :

c = 0,85 coefficient

k₂ = 0,90 coefficient

f_{ub} = 1000,0MPa résistance à la traction ultime du boulon

A_s = 1120mm² zone d'effort de traction du boulon

γ_{M2} = 1,25facteur de sécurité

- **Résistance à l'éclatement de béton de la tige en tension (ETAG 001 Annex C5.2.4) :**

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \times \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \times \psi_{s,N} \times \psi_{re,N} \times \psi_{c,N} + 0,0K$$

Où :

γ_c=1.50 Facteur de sécurité

γ_{inst}=1.20 Facteur de sécurité

$A_{c,N} = 0mm^2$ Superficie réelle de cône de béton

$A_{c,N}^0 = 0mm^2$ Superficie de béton d'une tige individuelle avec un grand entraxe

$N_{Rk,c}^0 = 1247,1kN$ Résistance caractéristique de tige

$\psi_{S,N} = 1$ Facteur de la distribution des contraintes dans le béton

$\psi_{re,N} = 1$ Facteur d'exfoliation ou écaillage

$\psi_{C,N} = 1$ Facteur d'effet de groupe

$h_{ef} = 127mm$ Profondeur d'ancrage

- **Vérification de la résistance à l'arrachement (FIB 58-CI. 19.1.1.3) :**

$$N_{Rd,p} = \frac{k_2 \times A_h \times f_{ck}}{\gamma_M} + 2199,4kN$$

Où :

$k_2 = 7,50$ Béton fissuré

$A_h = 21115mm^2$ Surface d'appui

$f_{ck} = 25MPa$ Effort de compression caractéristique de béton

$\gamma_M = 1,80$ Facteur de sécurité

- **Vérification de la résistance par poinçonnement (EN 1993-1-8 Table 3.4) :**

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 1706,4kN$$

Où :

$d_m = 69mm$ Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue.

$t_p = 40mm$ Épaisseur

$f_u = 410MPa$ Effort ultime

$\gamma_{M2} = 1,25$ Facteur de sécurité

- **Utilisation en tension :**

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd}; N_{Rd,c})} = 57,7\%$$

- **Soudures (Redistribution plastique) :**

Elément	Bord	Ép. gorge [mm]	Longueur [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	U_t [%]	U_{tc} [%]	Résultat
COL-bfl 1	WID1a	10.0	510	LE1								OK
COL-bfl 1	WID1b	10.0	510	LE1								OK
COL-tfl 1	WID1c	10.0	510	LE1								OK
COL-tfl 1	WID1d	10.0	510	LE1								OK
BP1	COL-bfl 1	▲10.0▲	310	LE1	396.9	0.2	30.5	-177.2	144.3	98.1	56.2	OK
		▲10.0▲	310	LE1	398.0	0.9	172.1	157.9	-134.2	98.4	60.4	OK

Chapitre VIII Etude des assemblages

BP1	COL-tfl 1	↙10.0↘	310	LE1	397.9	0.8	170.4	-159.3	133.1	98.3	58.7	OK
		↙10.0↘	310	LE1	396.8	0.1	28.0	178.7	-142.4	98.1	55.8	OK
BP1	COL-w 1	↙10.0↘	301	LE1	37.6	0.0	-16.5	4.3	-19.0	9.3	5.5	OK
		↙10.0↘	301	LE1	68.9	0.0	-34.5	4.2	34.2	17.0	8.3	OK
BP1	Elément 2-bfl 1	↙10.0↘	310	LE1	398.9	1.4	-147.1	119.8	-177.4	98.6	75.5	OK
		↙10.0↘	310	LE1	400.9	2.7	-196.5	-92.8	179.1	99.1	79.0	OK
BP1	Elément 2-tfl 1	↙10.0↘	310	LE1	401.2	2.8	-197.5	91.6	-179.6	99.1	78.9	OK
		↙10.0↘	310	LE1	399.1	1.5	-145.6	-120.6	177.4	98.6	76.2	OK
BP1	Elément 2-w 1	↙10.0↘	301	LE1	55.1	0.0	-49.4	-3.4	-13.6	16.0	11.0	OK
		↙10.0↘	301	LE1	119.2	0.0	80.3	9.8	-49.9	29.5	22.0	OK
BP1	WID1a	↙10.0↘	370	LE1	397.7	0.6	-139.0	-108.6	-185.7	98.3	31.8	OK
		↙10.0↘	370	LE1	397.3	0.4	-183.0	165.1	119.1	98.2	68.6	OK
BP1	WID1b	↙10.0↘	370	LE1	397.5	0.6	165.5	62.2	199.2	98.2	56.4	OK
		↙10.0↘	370	LE1	397.0	0.2	210.0	-121.1	-152.2	98.1	32.5	OK
BP1	WID1c	↙10.0↘	370	LE1	397.3	0.4	-182.1	-164.2	-120.7	98.2	65.6	OK
		↙10.0↘	370	LE1	397.6	0.6	-139.7	109.4	185.0	98.3	31.6	OK
BP1	WID1d	↙10.0↘	370	LE1	397.0	0.3	206.2	121.7	153.5	98.1	31.8	OK
		↙10.0↘	370	LE1	397.5	0.5	164.9	-67.9	-197.5	98.2	53.7	OK
BP1	WID1e	↙10.0↘	370	LE1	144.2	0.0	56.9	-34.3	68.3	35.6	21.2	OK
		↙10.0↘	370	LE1	230.3	0.0	116.8	62.0	-96.4	56.9	44.6	OK
COL-tfl 1	WID1e	↙10.0↘	510	LE1	94.9	0.0	20.9	46.5	26.4	23.4	16.6	OK
		↙10.0↘	510	LE1	74.1	0.0	-16.7	-41.1	7.1	18.3	13.2	OK
BP1	WID1f	↙10.0↘	370	LE1	251.9	0.0	115.9	-70.3	108.3	62.2	47.3	OK
		↙10.0↘	370	LE1	162.4	0.0	68.1	38.9	-75.7	40.1	23.2	OK
COL-bfl 1	WID1f	↙10.0↘	510	LE1	75.4	0.0	-16.1	42.0	-6.6	18.6	14.1	OK
		↙10.0↘	510	LE1	103.3	0.0	22.4	-51.1	-27.8	25.5	17.8	OK

- **Données de conception :**

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	$0,9 \sigma$ [MPa]
S 275	0.85	404.7	309.6

- **Résultat détaillé pour BP1 COL-bfl 1 :**

- **Vérification de la résistance de la soudure (EN 1993-1-84.5.3.2) :**

$$\sigma_{w,Rd} = \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}} = 404,7 MPa \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 396,9 MPa$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = \frac{0,9 f_u}{\gamma_{M2}} = 309,6 MPa \geq |\sigma_{\perp}| = 30,5 MPa$$

Où :

$$f_u = 430 MPa \text{ Effort ultime}$$

$\beta_w = 0,85$ Facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1

$\gamma_{M2} = 1,25$ Facteur de sécurité

- **Vérification de la résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2) :**

$$\sigma_{w,Rd} = 404,7MPa \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 398MPa$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = \frac{0,9f_u}{\gamma_{M2}} = 309,6MPa \geq |\sigma_{\perp}| = 171,1MPa$$

- **Cisaillement dans le plan de contact :**

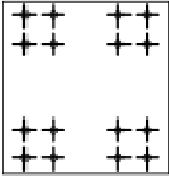
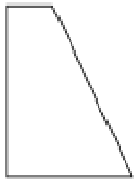
Nom	Charges	Vy [kN]	Vz [kN]	VRd,y [kN]	VRd,z [kN]	Vc,Rd [kN]	Ut [%]	Résultat
BP1	LE1	1125.4	24.7	3839.1	1437.8	2080.3	54.1	OK

- **Voilement :**

Analyse de flambement n'a pas été calculée.

G. Nomenclature :

- **Opérations :**

Nom	Platines [mm]	Forme	N°	Soudures [mm]	Longueur [mm]	Boulons	N°
BP1	P40.0x1050.0-1080.0 (S 275)		1	Soudure d'angle double: a = 10.0	1842.0	M42 10.9	16
WID1	P40.0x370.0-510.0 (S 275)		6	Soudure d'angle double: a = 10.0 Chanfrein: a = 10.0	3240.0 2040.0		

• Soudures :

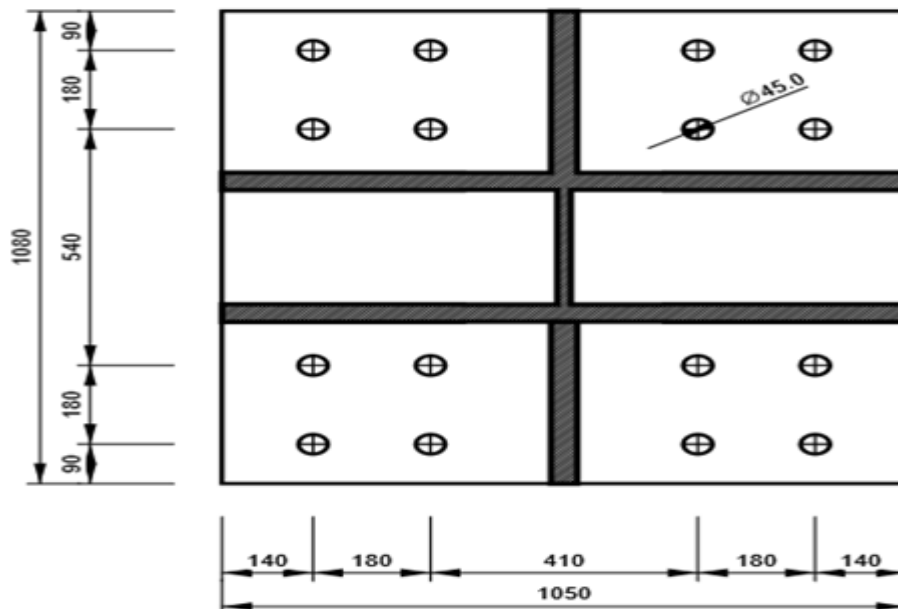
Type	Matériau	Épaisseur [mm]	Longueur [mm]	Longueur [mm]
Soudure d'angle double	S 275	10.0	14.1	5082.0
Chanfrein	S 275	10.0	14.1	2040.0

• Tiges :

Nom	Longueur [mm]	Longueur de foret [mm]	Compter
M42 10.9	1040	1000	16

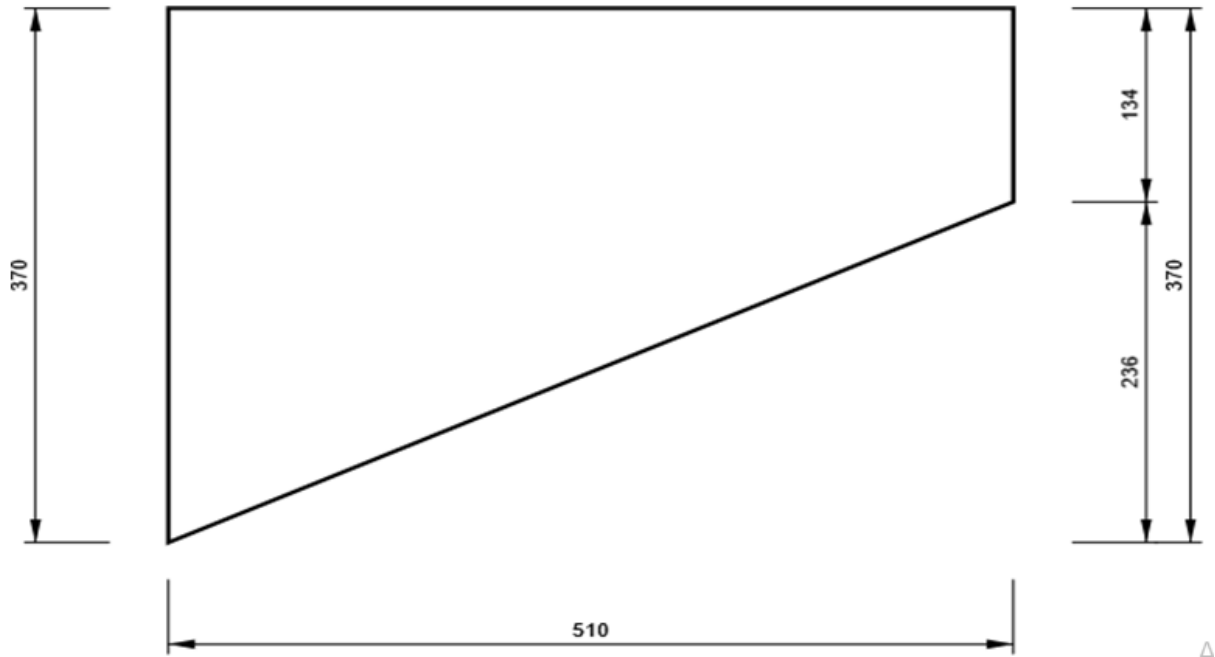
• Dessin BP1 :

P40×1080-1050 (S 275)



• Dessin WID1 :

P40×510-370 (S 275)



H. Explication des symboles :

Symbole	Explication des symboles
ϵ_{pl}	Déformation
σ_{Ed}	Contrainte éq.
f_y	Limite d'élasticité
ϵ_{lim}	Déformation plastique limite
$F_{t,Rd}$	Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4
$B_{p,Rd}$	Résistance au cisaillement par poinçonnement
$F_{t,Ed}$	Effort de tension
V	Résultante des efforts de cisaillement V_y, V_z dans le boulon
$F_{v,Rd}$	Résistance au cisaillement du boulon EN_1993-1-8 tableau 3.4
V_{rds}	Résistance caractéristique d'une cheville ETAG 001 Annexe C (5.2.3.2)
$F_{b,Rd}$	Résistance à la pression diamétrale de la platine EN 1993-1-8 tab. 3.4
U_t	Utilisation en tension
U_s	Utilisation en cisaillement
$V_{rd,cp}$	Rupture du béton par effet de levier ETAG 001 Annexe C (5.2.3.3)
$V_{rd,c}$	Rupture du béton en bord de dalle ETAG 001 Annexe C (5.2.3.4)
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes
σ_{\perp}	Contrainte perpendiculaire
τ_{\parallel}	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
τ_{\perp}	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
$0.9 \sigma_{w,Rd}$	Résistance de contrainte perpendiculaire – $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
β_w	Facteur de corrélation EN 1993-1-8 tab. 4.1
U_t	Utilisation

Chapitre VIII Etude des assemblages

U_t	Utilisation de capacité de la soudure
V_y	Effort de cisaillement du pied de poteau V_y
V_z	Effort de cisaillement du pied de poteau V_z
$V_{Rd,y}$	Résistance au cisaillement
$V_{Rd,z}$	Résistance au cisaillement

I. Paramétrage de norme :

Elément	Valeur	Unité	Référence
γ_{M0}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M1}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M2}	1.25	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M3}	1.25	-	EN 1993-1-8: 2.2
γ_c	1.50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
γ_{Inst}	1.20	-	ETAG 001-C: 3.2.1
Coefficient du matériau de scellement β_j	0.67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0.10	-	
Coefficient de frottement - béton	0.25	-	EN 1993-1-8
Coeff. de frottement μ pour les boulons précontraints	0.30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Déformation plastique limite	0.05	-	EN 1993-1-5
Évaluation des contraintes de soudure	Redistribution plastique		
Contrôle pinces et entraxes	Non		
Entraxe [d]	2.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Pince [d]	1.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Résistance à l'éclatement du béton	Non		ETAG 001-C
Utiliser σ_b calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Oui		
Vérification de déformation locale	Non		
Limite de déformation locale	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1

IX.1. Pré dimensionnement des éléments des sous-sols

IX.1.1. Dalle pleine :

C'est un élément porteur horizontal qui se repose sur deux ou quatre appuis, elle reprend des différentes charges (d'exploitation, permanente) et les transmette aux éléments porteurs verticaux.

Le choix de l'épaisseur de la dalle pleine dépend des 3 critères suivants :

$L_x = L_y = 6\text{m}$

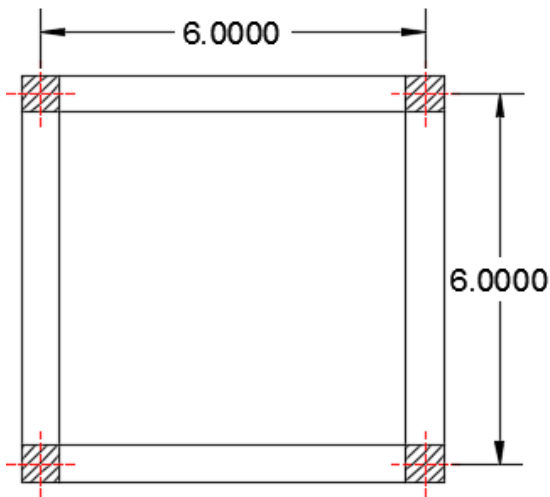


Figure IX.1: Le panneau le plus sollicité de la dalle pleine

- Résistance à la flexion :

La dalle repose sur 4 appuis : $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{45} \longrightarrow \frac{600}{50} \leq e \leq \frac{600}{45}$

On prend : $e_1 = 15\text{ cm}$

- Sécurité en matière d'incendie :

$e = 7\text{ cm}$ (1h de coup de feu)

$e = 11\text{ cm}$ (2h de coup de feu)

$e = 17.5\text{ cm}$ (4h de coup de feu)

On prend : $e_2 = 11\text{ cm}$ (2h de coup de feu)

- Isolation phonique :

Selon CBA93 pour une bonne isolation phonique l'épaisseur doit être supérieure ou égale 13 cm.

- Choix de l'épaisseur de la dalle pleine :

$e = \max \{e_1 ; e_2 ; e_3\} = \max \{15\text{cm} ; 11\text{cm} ; 13\text{cm}\}$

e = 15 cm

IX.1.2. Poutre principale (porteuse) :

Selon le BAEL91 et à partir de la condition de la flèche on a : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$
 $0.3 h \leq b \leq 0.7 h$

Avec : $L_{max} = 6m$

Donc : $\frac{600}{15} \leq h \leq \frac{600}{10}$ $\longrightarrow 40 \text{ cm} \leq h \leq 60 \text{ cm}$ \longrightarrow **h = 50cm**

$0.3 \times 50 \leq b \leq 0.7 \times 50$ $\longrightarrow 15 \text{ cm} \leq b \leq 35 \text{ cm}$ \longrightarrow **b = 35cm**

- **Vérification selon PRA 99v2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \text{ cm} \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} > 20 \\ h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b = 50 / 35 = 1.43 < 4 \end{array} \right.$$

IX.1.3. Poutre secondaire :

La poutre secondaire a les mêmes résultats avec la poutre porteuse car elles ont les mêmes longueurs $L_{max} = 6 m$.

IX.1.4. Poteaux :

Le calcul s'effectue pour le poteau le plus sollicité qui est généralement de centre en compression centré ($\lambda = 35$), il doit satisfaire les critères suivant :

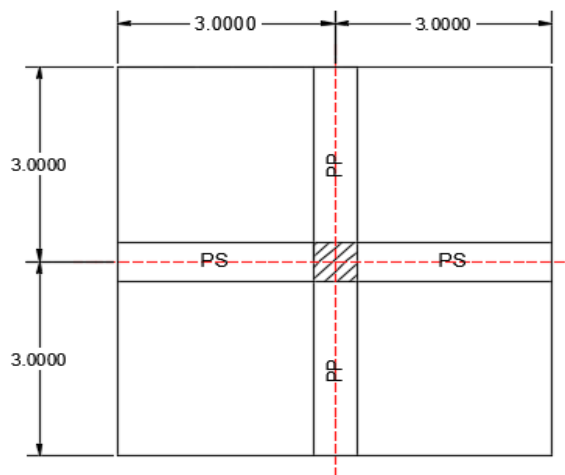


Figure IX.2: La surface retenue par le poteau le plus sollicité

- **Critères de Résistance :** d'après le BAEL91 on a :

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{fc28}{0.9 \times \gamma b} + \frac{As \times fe}{B \times \gamma s} \right]}$$

Avec :

$$N_u = N_{CM} + 2 \times [1.35 \times N_G + 1.5 \times N_Q]$$

$$S = 6 \times 6 = 36 \text{ m}^2$$

$$L_{max} = 6 \text{ m}$$

$$N_G = G_{DP} + G_{PP} + G_{PS} = (5.15 \times 36) + 2 \times (0.35^2 \times 6 \times 25) = 222.15 \text{ KN}$$

$$N_Q = Q \times S = 5 \times 36 = 180 \text{ KN}$$

$$N_{CM} = 1873.15 \text{ KN (valeur extraite de logiciel)}$$

$$N_u = 3012.96 \text{ KN}$$

$$\lambda \geq 50 : \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0.708$$

$$\frac{A_s}{Br} = 0.9\% \text{ (zone sismique III)}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5 ; \gamma_s = 1.15$$

Donc :

$$Br \geq \frac{3012.96 \times 10^3}{0.708 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + 0.009 \times \frac{500}{1.15} \right]} \times 10^{-2} = 1897.02 \text{ cm}^2$$

On réalise des poteaux carrés, donc :

$$Br = (a - 2)^2 \geq 1897.02$$

$$a = b \geq 45.55 \text{ cm.}$$

Conclusion :

Pour notre cas d'études le choix des dimensions des poteaux est lié par les dimensions de la platine afin de réaliser l'assemblage de pied de poteaux.

Donc on adopte pour tous les poteaux des deux sous-sols une section de (120 x120) cm².

- Vérification selon RPA99 v 2003 :

On est dans une zone de forte sismicité (ZONE III), donc il faut vérifier que :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Min (a,b)} \geq \frac{h_e}{20} \text{Min (120,120cm)} \geq \frac{400}{20} = 20 \\ \text{Min (a,b)} \geq 25 \text{Min(120,120cm)} \geq 30 \end{array} \right\} \text{C'est vérifiée} \longrightarrow$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \quad \frac{1}{4} \leq \frac{120}{120} = 1 \leq 4$$

L'effort normal réduit :

$$V = \frac{Nd}{Bc \times fc28} \leq 0.3$$

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile, sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition ci-dessus :

Avec :

$$Nd = 2099.66 \text{ KN}$$

$$V = \frac{2099.66 \times 10^3}{1200^2 \times 500} = 0.003 \leq 0.3$$

Conclusion : L'effort normal réduit est vérifié.

- **Vérification au flambement :**

Le calcul des poteaux au flambement consiste à vérifier : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$

Avec :

$$l_f = 0.5 \times l_0 = 0.5 \times 400 = 200 \text{ cm} \quad (\text{la longueur de flambement poteau bi-encasté})$$

$$I_x = I_y = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{120^4}{12} = 17280000 \text{ cm}^2 (\text{moment d'inertie de poteau})$$

$$S = a \times b = a^2 = 120^2 = 14400 \text{ cm}^2 (\text{Surface brute de poteau})$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I}{S}} = 34.64 \text{ cm} (\text{Rayon de giration})$$

$$\text{Donc :} \quad \lambda = 5.77 \leq 35 \quad (\text{le flambement est vérifié}).$$

IX.1.5. Les voiles périphériques :

Le RPA 99v 2003 exige que tous ce qui est inférieur de niveau de la base de la structure doit comporter un voile périphérique pour assurer un bon chainage entre la superstructure, les sous-sols et les fondations.

Selon ce DTR, il est obligatoire de satisfaire les conditions suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

L'épaisseur d'un voile périphérique est déterminée en fonction de la hauteur d'étage libre h_e , telle que : $e = \max \left\{ \frac{h_e}{20}, 15\text{cm} \right\}$
 $h_e \neq 4\text{m}$

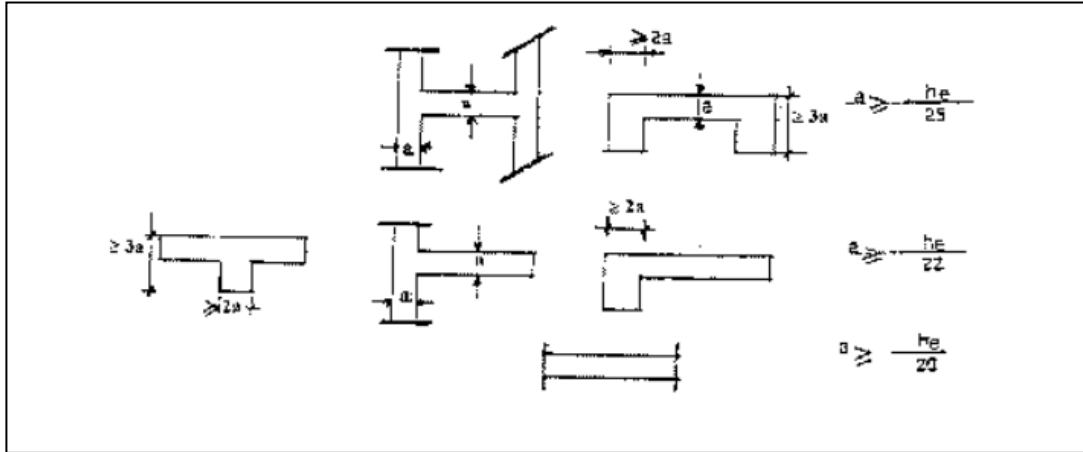


Figure IX.3 : Coupe de voile en plan

$$e = \max \left\{ \frac{400}{20}, 15\text{cm} \right\} = \max \{ 20 ; 15 \text{ cm} \} = 20 \text{ cm}$$

Donc, on adopte pour les voiles périphériques une épaisseur de **20 cm**.

IX.2.Ferrailage des éléments des sous-sols

Notre infrastructure est composée de deux sous sols qui sont constitués des poteaux, poutres et voiles périphériques en béton armé, leurs ferrailages est déterminé en considérant le cas le plus défavorable entre les différentes combinaisons qui sont exigé par la réglementation (BAEL91 et RPA99V2003) tel que :

Selon BAEL91: 1,35 G + 1,5 Q (ELU)

G + Q (ELS)

Selon RPA 99 (situation accidentelle) : G + Q ± E

0,8G ± E

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

IX.2.1. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui servent à transmettre les efforts vers les fondations. Ils sont soumis à un effort normal et un moment de flexion donc ils sont sollicités en flexion composée.

Le ferrailage est calculé pour le poteau le plus sollicité après les résultats seront généralisée pour tous les poteaux.

- **Les données de poteau le plus sollicité :**

b (cm)	h (cm)	M _u (KN.m)	N _u (KN)	N _s (KN)	L ₀ (m)	l _f = 0.7 L ₀	V _u (KN)
120	120	126.61	2943.63	2099.66	4	2.8	-59.59

- **Calcul de l'excentricité:**

$$e_1 = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec :

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{L_0}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{400}{250} = 1.6 \text{ cm} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{126.61}{2943.63} = 0.04 \text{ m} = 4 \text{ cm}$$

$$a = \frac{N_u}{N_s} = \frac{2943.63}{2099.66} = 1.4$$

$$M_{ser} = M_u \times a = 126.61 \times 1.4 = 177.25 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}} \right) = 5.24$$

$$\varphi = 2$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10000 h} (2 + \alpha\varphi) = 2.45 \text{ cm}$$

donc : $e_1 = 2 + 4 + 2.45 = 8.45 \text{ cm}$

- calcul de ferrailage : (voir Annexe D)

$$N_{b \max} = b \times h \times f_{bc}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poteau	e _T (cm)	N _{b max}	Ψ1	ξ	e _{NC} (cm)	Observation
120×120	8.45	204048	0.14	0.1624	19.49	Section entièrement comprimée ELU atteint

- les armatures longitudinales pour la section entièrement comprimé :

Selon le règlement BAEL 91/99 on a : $A_s \geq \frac{Nu - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$

Tableau IX.1 : ferrailage de poteau

Poteau	Nu (KN)	Ψ	f _{bu} (MPa)	Fe (MPa)	A _s (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	St (cm)	choix
120*120	2943.63	0.14	14.17	500	2	129.3	20	8T25+12T32

- condition de non fragilité :

Selon le RPA 99v 2003 : A_{s min} = 0.9% B (zone sismique III).

- vérification à l'ELS :

La vérification des contraintes à l'ELS est faite sous les sollicitations M_{ser}, N_{ser}.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible données

par: **Béton** : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$

Acier: Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$

Avec : η=1,6 pour les aciers H.A

Tableau IX.2 : Vérification à l'état limite de service

	Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kN.m)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc}	Obs
poteau	120x120	2099.66	93.21	0.05	201.6	0.0007	15	vérifié

- Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le BAEL 91 modifié 99:

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon le RPA 99 version 2003:

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$si l'élancement $\lambda < 5$

Avec λ : L'élancement du poteau $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : Longueur de flambement.

i: Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

Tableau IX.3 : Vérification de la contrainte de cisaillement

	Section (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u$ RPA (MPa)	$\bar{\tau}_u$ BAEL (MPa)	Obs
Poteau	120x120	-42.97	0.033	8.08	0,075	1,875	2,5	vérifié

• **Les armatures transversales:**

Les armatures transversales sont déterminées à partir de la formule suivante :

Selon le RPA99 version 2003 : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_d T_u}{h f_e}$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

• **L'espacement des armatures transversales** : pour la zone III

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \qquad \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10 \varnothing_1) \text{ Zone courante}$$

\varnothing_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau} \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 500 \text{ MPa}$.

Tableau IX.4 : Espacements maximums selon R.P.A.99

	Section (cm ²)	Barres	\varnothing_1 (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
<i>poteau</i>	<i>120x120</i>	<i>20T12</i>	<i>20</i>	<i>10</i>	<i>30</i>

Tableau IX.5: Choix des armatures transversales pour les poteaux

	Section (cm ²)	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{max} (kN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix
<i>poteau</i>	<i>120x120</i>	<i>2.8</i>	<i>2.33</i>	<i>3.75</i>	<i>-59.59</i>	<i>N</i>	<i>10</i>	<i>0.37</i>	<i>4T8</i>
						<i>C</i>	<i>30</i>	<i>1.12</i>	<i>4T8</i>

• **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_1$ (zone III).

$$L_r = 50 \times 2.5 = 125 \text{ cm.}$$

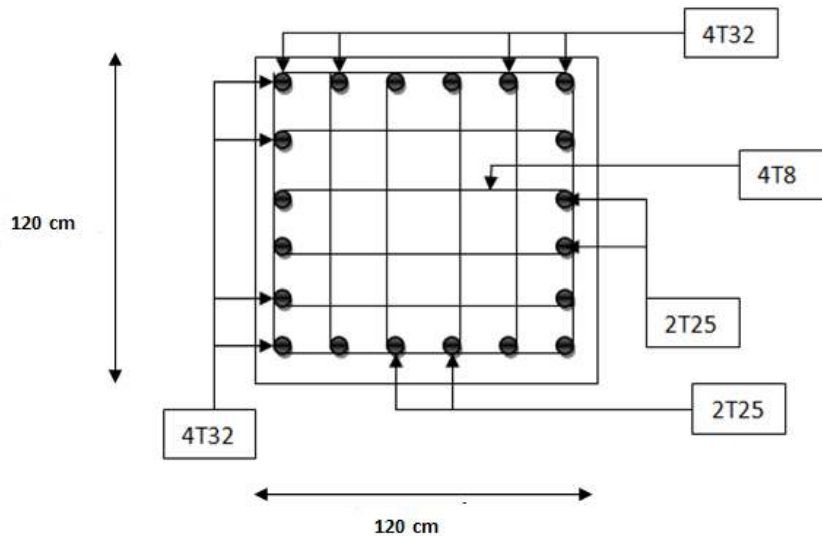


Figure IX.4 : Schéma de ferrailage du poteau

IX.2.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir Annexe C). Selon RPA 99 v 2003 :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

• Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens (Voir détail Annexe C):

Sens porteur (poutre porteuse).

Sens non porteur (poutre secondaire).

Poutre		M (kN.m)	μ	A	ϵ_{bc}	σ_{bc}	μ	α	Z (mm)
(35*50)	Travée	110.31	0.11	0.15	1.76	13.97	0.111	0.15	423
	appui	201.95	0.201	0.28	/	/	/	/	399.6

Tableau IX.6: Choix de ferrailage des poutres

Poutre		A_s (cm ²)	$A_{s'}$ (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	A_{sa} choix
PP 35x 50	travée	5.99	0	1.75	3T16= 6.03cm ²
	Appui	11.62	0		6T16 =12.06cm ²

• **Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) (voir Annexe C), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

Béton : $\bar{\sigma}_{bc}^- = 0,6 f_{c28} = 15MPa$

Acier : $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{2} f_e, 99\sqrt{\eta ft 28}\right) = 164.97 MPa$ (Fissuration très préjudiciable)

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Tableau IX.7 :Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Poutres		Y (cm)	K(MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	Mser (KN.m)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	Obs
35 x 50 cm2	Travée	2.31	0.005	0.12	32.02	77.11	15	164.97	vérifie
	Appui	16.25	0.0048	0.078	20.7	93.21			

• **L'espacement :**

$St = \min (h/4, 12 \phi_t) = 12.5 \text{ cm}$ Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right)$ (zone nodale)

St = h/2 = 25 cm (zone courante)

Donc on prend : St = 10 cm (zone nodale)

St = 20 cm (zone courante)

• **Armatures transversales :**

Choix de A_t : A_t = 0.003 × St × b

Donc on prend : A_t = 1.5 cm² (zone nodale) A_t = 3T8 →

A_t = 3 cm² (zone courante) A_t = 6T8 →

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

τ̄_u : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte τ̄_u doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le BAEL 91 modifié 99:

τ̄_u = Min(0,10 f_{c28}, 4MPa) Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon le RPA 99 version 2003:

Poutres	T _u (kN)	τ _u (Kn/cm ²)	τ̄ _u	Observation
PP 35 x 50 cm ²	2099.66	0.93	2,5	Vérifié

• **Vérification de la flèche :**

Le choix final des sections des poutres dépend de la vérification de la flèche qui se traduit

par : $f_{max} \leq \bar{f}$

tel que :

$$\bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{Si } L > 5 \text{ m} \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{Si } L < 5 \text{ m} \end{cases}$$

Et :
$$f_{\max} = \frac{5xL^4xq}{384xEbv x IY}$$
 (charge répartie)

$$f_{\max} = \frac{q x L^3}{48xEbv x IY}$$
 (charge concentrée au milieu)

Tableau IX.8: Vérification de la flèche de la poutre principale

Longueur de la poutre	$L^{\max} = 6m$
Le moment d'inertie	$I_Y = \frac{(b \times h^3)}{12} = 3.65 \times 10^9 mm^4$
E_{bv28}	10818.87 MPa
La charge	$q_s = G_{dalle} + G_{poutre} + Q = 63.48 \text{ KN/m}$
La flèche maximale (charge répartie)	$f_{\max} = 2.71 \text{ mm}^4$
La flèche admissible	$\bar{f} = 6.5 \text{ mm}^4$
Remarque	La flèche est vérifiée
Le ratio	$r = 0.42$

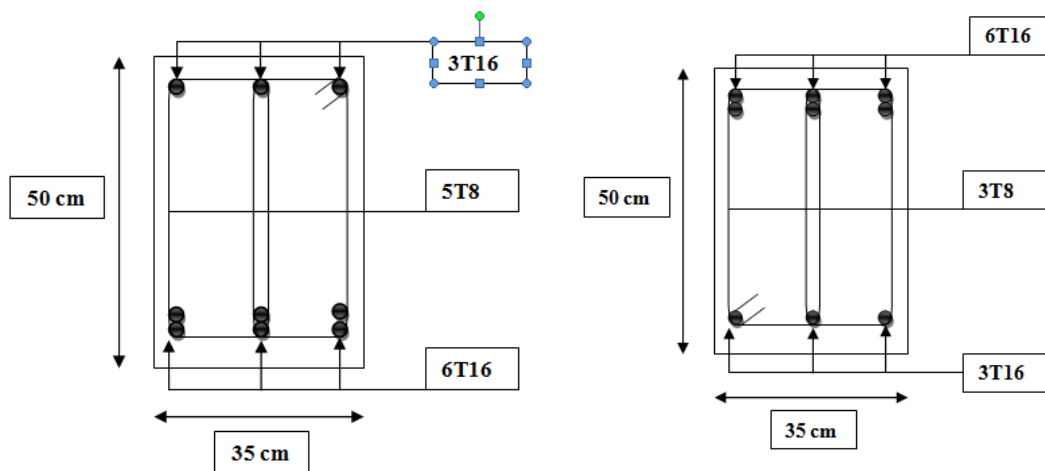


Figure IX.5 : Ferrailage en Travée Figure IX.6 : Ferrailage en Appui

IX.2.3. Dalle pleine :

Le ferrailage de la dalle pleine est pour une bande de $b = 1m$ et $h = 0.15 \text{ m}$ (l'épaisseur du la dalle pleine)

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{6}{6} = 1 > 0.4$$
 le panneau travaille dans les deux sens

- Détermination des sollicitations (les moments) : $M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

En travée : $M_x^t = 0.75 M_x$

$M_y^t = 0.75 M_y$

En appui : $M_x^a = 0.5 M_x$

$M_y^a = 0.5 M_y$

Tableau IX .9 : Calcul des moments à l'ELU

	μ	M (KN.m)	M^t (KN.m)	M^a (KN.m)
sens x-x	0.0368	100.9	75.7	50.45
sens y-y	1	100.9	75.7	

Tableau IX .10 : Ferrailage de dalle pleine (voir Annexe C)

	M (KN.m)	μ	α	ϵ_{bc}	σ_c (MPa)	μ	α	Z (mm)	A_s (cm ²)
Travée x-x	75.7	0.165	0.23	/	/	/	/	163.44	10.65
Travée y-y									
Appui	50.45	0.11	0.15	1.76	13.97	0.111	0.15	423	5.99

Ferrailage minimal :

- suivant le BAEL 91 rev 99

$$A_{y \min} = 6 \times h \text{ (pour HA 500)} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \min} = \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times A_{y \min} = 0.9 \text{ cm}^2$$

- Suivant le RPA 99v2003

$$A_{\min} = 0.1\% \times b \times h = 1.5 \text{ cm}^2$$

- Espacement : on a une fissuration préjudiciable, donc :

Sens x-x: $St \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) \longrightarrow st = 20 \text{ cm}$

Sens y-y: $St \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) \longrightarrow st = 20 \text{ cm}$

	M (KN.m)	$A_{\text{calculé}}$ (cm ²)	A min (cm ²)	$A_{s \min}$ (cm ²)	Choix	St (cm)
Travée (x-x)	75.7	10.65	1.5	0.9	6T16 = 12.06 cm ²	20
Travée (y-y)						

Appui	50.45	5.99	1.5	/	3T16= 6.03 cm ²	20
-------	-------	------	-----	---	----------------------------	----

Tableau IX .11 : Résultat de ferrailage de la dalle pleine

• Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

V_u : l'effort tranchant à la base du voile périphérique ($V_u = 42.08$ KN).

Tableau IX .12 : Vérification de l'effort tranchant de voile périphérique

V_u (N)	b(mm)	h(mm)	d=0.9h	F_{c28} (MPa)	γ_b	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
25250	1000	150	135	25	1.5	0.28	1.17	Vérifiée

• Vérification à l'ELS :

1. Vérification des contraintes :

Béton : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$

Acier : $\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right) = 240 MPa$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour HA ; $f_e = 500 MPa$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \quad ; \quad q_{ser} = G + Q = 53.1 kN / m$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$E.L.S : \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \Rightarrow M_x = 70.35 kNm \\ \mu_y = 1 \Rightarrow M_y = 70.35 kNm \end{cases}$$

- Moments en travées : $M_{tx}=M_{ty} = 0.75 M_x = 52.76 \text{ KN.m}$
- Moments sur appuis : $M_a = \text{Max} (0,5M_x ; 0,5M_y) = 35.18 \text{ KN.m}$
- Détermination d la valeur de "y" : $\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$ avec : $n = 15$
- Moment d'inertie : $I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(d - c')^2 + nA_s(d - y)^2$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IX.13 : Vérification des contraintes de la dalle à l'ELS

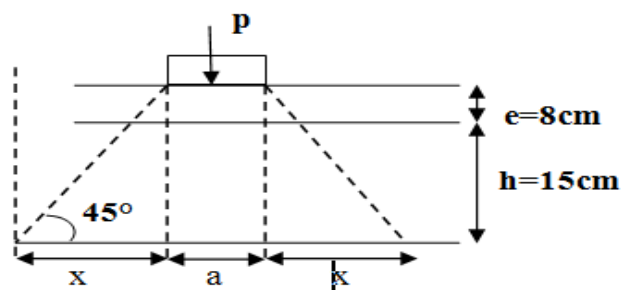
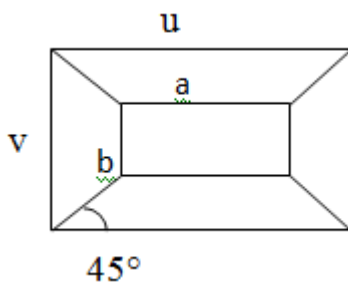
		$M_t(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	75.7	12.06	0.47	30716.82	0.81	vérifiée	35.81	vérifiée
	(y-y)								
Appuis		50.45	6.03	4.12	10289.34	14.09		71.6	

• **Vérification de poinçonnement:**

Il s'agit de vérifier que : $Nu \leq \frac{(0.07x \mu c x h x f_{c28})}{\gamma_b}$

Avec :

μc : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen la dalle.



On prend une section carré $a=b=20.5 \text{ cm}$ (les dimensions de la roue de la voiture).

$$\text{Tg } 45^\circ = \frac{23}{x} \longrightarrow x = 23 \text{ cm}$$

$$u = v = 20.5 + x = 43.5$$

$$\text{Donc : } \mu c = [(u + v) \times 2] = [(0.435 + 0.435) \times 2] = 1.74 \text{ m}$$

Nu : Charge de calcul du voiture (en prendre la charge duvoiture comme une charge

Concentré sur une point) ($Nu = 6.25 \text{ KN}$)

h: Epaisseur totale de la dalle (15cm)

Donc :

$$\frac{0.07 \times 1740 \times 150 \times 25}{1.5} \times 10^{-3} = 456.8 \text{ KN} > Nu = 6.25 \text{ KN},$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

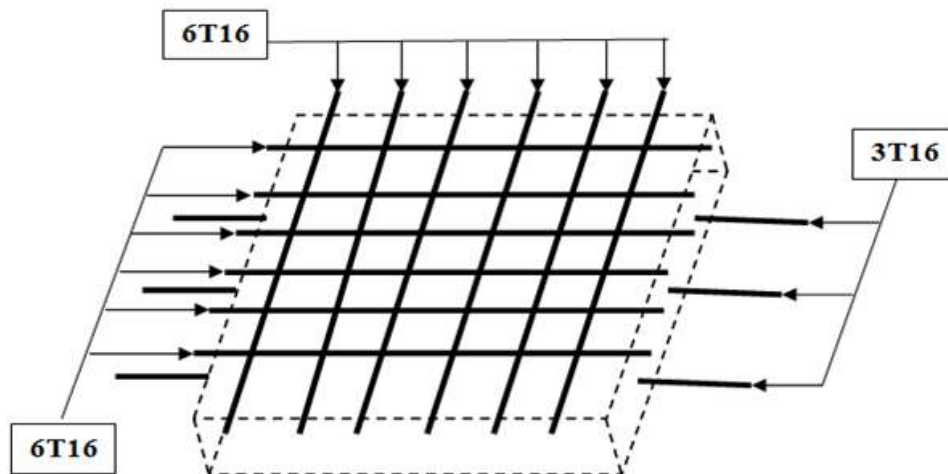


Figure IX.7: Ferrailage de 1 m de la dalle pleine

IX.2.4. voile périphérique :

- **Caractéristiques du sol :**

Poids spécifique : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$

La cohésion : son effet est négligé dans notre cas d'étude.

- Calcul de la poussée de terre :

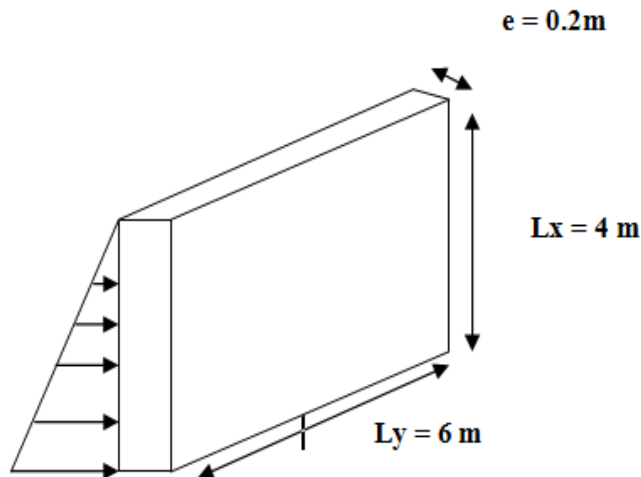


Figure IX.8: Les dimensions de voile périphérique

La poussée des terres est calculée par la formule suivante : $P = \gamma \times H \times K_a$

Avec :

H : la hauteur total de voile

Ka : le coefficient de poussée de terre $K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

Tableau IX .14 : Résultats des charges

H (m)	φ	γ (KN/m ³)	Ka	P (ELS) (KN/m ²)	1.35*P (la charge à l'ELU)
4	30°	18	0.333	23.98	32.37

- Ferrailage du voile périphérique :

Le ferrailage de voile se calcul comme un panneau d'une dalle pleine, le calcul se fait pour une bande de b = 1m et h = 0.2 m (l'épaisseur du voile)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{6} = 0.66 > 0.4 \text{ le panneau travaille dans les deux sens}$$

- Détermination des sollicitations (les moments) :

$$M_x = \mu_x \times P_u \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

En travée : $M_x^t = 0.75 M_x$

$$M_y^t = 0.75 M_y$$

En appui : $M_x^a = 0.5 M_x$

$$M_y^a = 0.5 M_y$$

Tableau IX .15 : calcul des moments à l'ELU

	μ	M (KN.m)	M ^t (KN.m)	M ^a (KN.m)
sens x-x	0.0737	38.17	28.63	-19.09
sens y-y	0.3753	14.33	10.75	

Le ferrailage est calculé pour une bande de 1 m en flexion simple avec une section (b×e).

Tel que : b = 1m

e = 0.2 m

Tableau IX.16 : Ferrailage de voile périphérique (voir Annexe C)

	M (KN.m)	μ	α	ϵ_{bc}	σ_c (MPa)	μ	α	Z (mm)	A _s (cm ²)
Travée (x-x)	28.63	0.062	0.08	0.9%	9.88	0.089	0.12	171.36	3.84
Travée (y-y)	10.75	0.023	0.029	0.3%	3.93	0.084	0.11	172.08	1.44
Appui	-19.09	0.042	0.05	0.5%	6.20	0.095	0.125	171	2.57

Ferrailage minimal :

- suivant le BAEL 91 rev 99

$$A_{y \min} = 6 \times h \text{ (pour HA 500)}$$

$$A_{x \min} = \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times A_{y \min}$$

- Suivant le RPA 99v2003

$$A_{\min} = 0.1\% \times b \times h$$

- Espacement : on a une fissuration préjudiciable, donc :

Sens x-x: $St \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) \rightarrow st = 20 \text{ cm}$

Sens y-y: $St \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) \rightarrow st = 20 \text{ cm}$

Tableau IX.17 : Résultat de ferrailage de voile périphérique

	M (KN.m)	A _{s calculé} (cm ²)	A min (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	Choix	St (cm)
Travée (x-x)	28.63	3.84	2	1.4	5T12=5.65 cm ²	20
Travée (y-y)	10.75	1.44	2	1.2	3T12=1.44 cm ²	20
Appui	-19.09	2.57	2	/	5T12=5.65 cm ²	20

- Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

V_u : l'effort tranchant à la base du voile périphérique ($V_u = 25.25$ KN).

Tableau IX.18 : Vérification de l'effort tranchant de voile périphérique

V_u (N)	b(mm)	h(mm)	d=0.9h	F_{c28} (MPa)	γ_b	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
25250	1000	200	180	25	1.5	0.14	1.17	Vérifiée

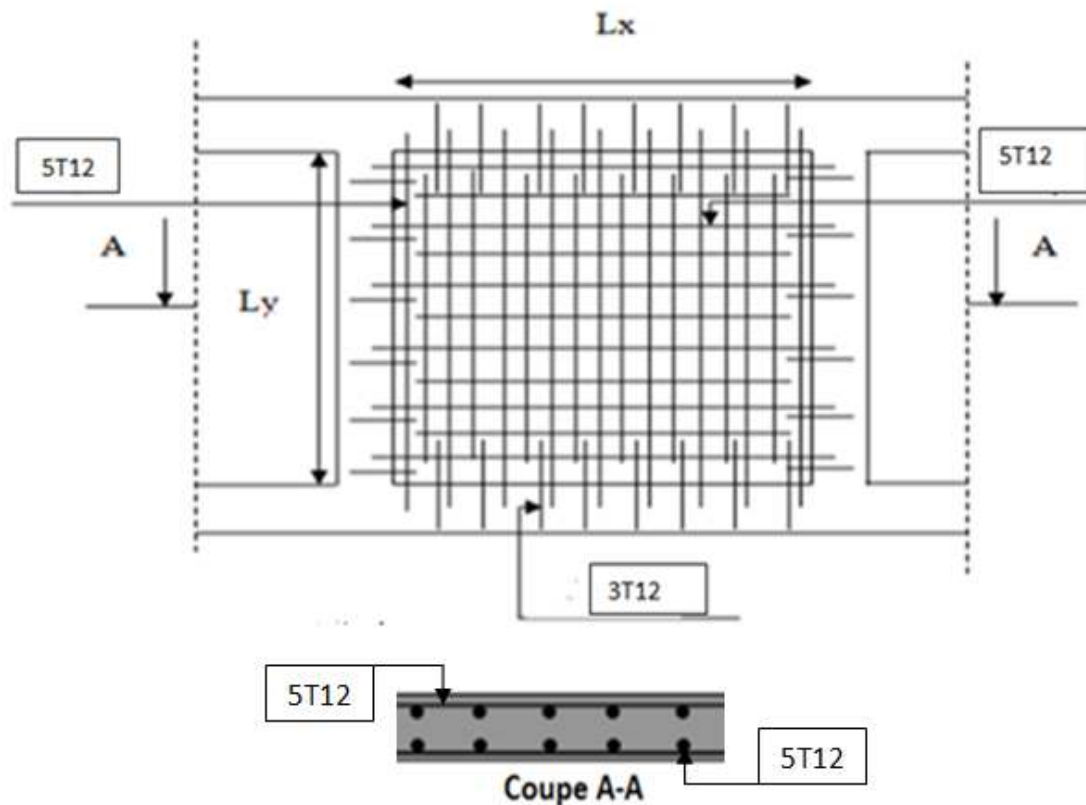


Figure IX.9: Ferrailage de voile périphérique pour 1 m

IX.3. Etude des fondations

Les éléments de fondations constituent une partie essentielle de l'ouvrage, ils ont un rôle de transmettre au sol tout les efforts de la superstructure, donc nous sommes obligés de faire une bonne conception et réalisation de ces éléments.

Concernant les types de fondations on a plusieurs types et le choix doit satisfaire Les critères d'ordre technique, économique, et relatif tel que :

- La charge et à l'emplacement de la semelle.
- La nature du sol et du terrassement.
- Le façonnage facile d'aciers.
- La quantité et la facilité de mise en place du béton.

Le calcul et le dimensionnement des semelles sont faits pour les valeurs maximales des réactions aux appuis des combinaisons de cas de charges les plus défavorables.

IX.3.1. semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tout le poteau du sous sol.

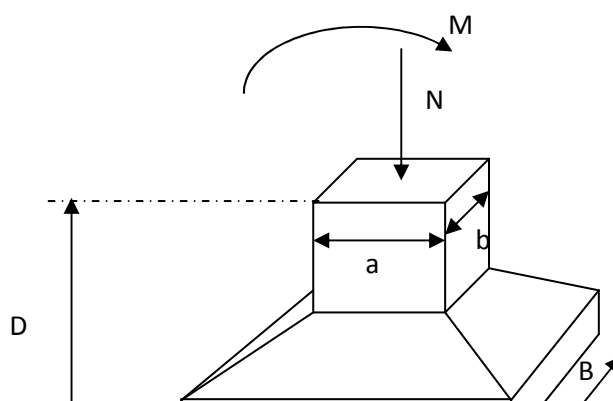


Figure IX.10 : Semelle isolée sous poteau

La semelle isolée est dimensionnée de telle façon qu'elle vérifie la relation suivante :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

σ_{sol} : la contrainte admissible de sol ($\sigma_{sol} = 2.5$ bars)

N_{ser} : l'effort normale de poteau le plus sollicité à l'ELS

$S_{semelle}$: section de la semelle (A×B)

Homothétie des dimensions : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1$

$$A=B=\sqrt{N_{ser} / \sigma_{sol}}$$

$$L_{min} = 6 \text{ m}$$

Tableau IX. 19:Sections des semelles isolées

Poteaux	N_{ser} (KN)	σ_{sol}	A (m)	A choisie (m)
120×120	2990.66	250	3.46	3.5

Il faut vérifier que : $L_{min} > 1,5 \times B$

Tel que L_{min} l'entraxe minimum entre deux poteaux.

On a : $L_{min} = 6 \text{ m} > 1,5 \times B = 5.25 \text{ m}$ vérifiée.

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'y a pas de chevauchement des semelles.

- Calcul de la hauteur de semelle :

$$d \geq \frac{A-a}{4} = \frac{3.5-1.2}{4} = 0.58 \text{ m}$$

$$h = d + 0.05 \text{ m} \longrightarrow h = 0.58+0.05 = 0.63 \text{ m} \longrightarrow \boxed{h = 70 \text{ cm}}$$

Conclusion : vu que la hauteur de la semelle isolé est très grande et pour des conditions d'économie on passe au calcul de semelle filante.

IX.3.2. Semelle filante dans un seul sens :

IX.3.2.1. Dimensionnement :

Nous avons choisi la fil des poteaux la plus sollicité pour le calcul .

Le largueur :
$$B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} \times L_{totale}}$$

La hauteur de semelle :
$$H_{semelle} \geq \frac{B-b}{4} + d$$

La hauteur de la nervure :
$$H_{nervure} \geq \frac{L}{10} = \frac{600}{10}$$

Avec :

$L_{totale} = 60\text{m} ; L = 6\text{m}$

d : Enrobage des aciers de la semelle (en général > 3 cm)

La Hauteur de la nervure est en général choisie (pour des projets courants) dans l'intervalle :

$$0.5\text{m} < H_{totale} < 1.20 \text{ m}$$

On adopte pour la semelle filante croisée les dimensions suivantes :

	Ns (KN)	$\bar{\sigma}_{sol}$	b (cm)	d (cm)	B (cm)	H _{semelle} (cm)	H _{nervure} (cm)	H _{totnervure} (cm)
Semelle filante	18175.65	250	60	4	125	25	60	100

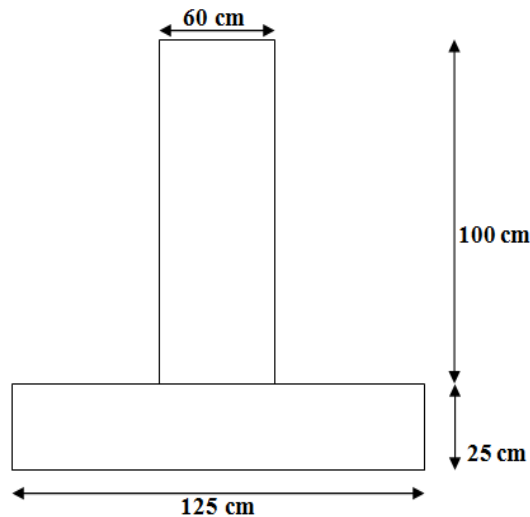


Figure IX.11 : Section transversale de la semelle filante

IX.3.2.2. Les vérifications :

- Condition de la rigidité : $Le = \sqrt{\frac{4 \times EI}{K \times b}} > \frac{2}{\pi} \times L_{max}$

Avec :

Le : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol $K = 2 \times \bar{\sigma}_{sol} = 5$ bars

L_{max} : La distance maximale entre deux poteaux.

E : module d'élasticité (E = 10818.86 MPa).

A partir de l'équation précédente on obtient : $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times L}{\pi}\right)^4 \times \frac{K}{E}}$

$h = 1.25m \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 6}{\pi}\right)^4 \times \frac{50}{10818.86}} = 0.9 m$ la condition est vérifiée.

IX.3.2.3. Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple (voir Annexe C)

Tableau IX.20 : Ferrailage de semelle filante

	M (KN.m)	μ	α	ε _{bc}	σ _{bc}	μ	α	z	As
Appui	-963.98	0.09	0.118	1.34	12.63	0.1	0.13	106.65	20.78

Travée	481.99	0.045	0.06	0.64	7.62	0.08	0.1	108	10.26
--------	--------	-------	------	------	------	------	-----	-----	-------

Les résultats de ferrailages est très grand par rapport à la section donc on passe au calcul des semelles filante croisées.

IX.3.3. semelle filante croisée :

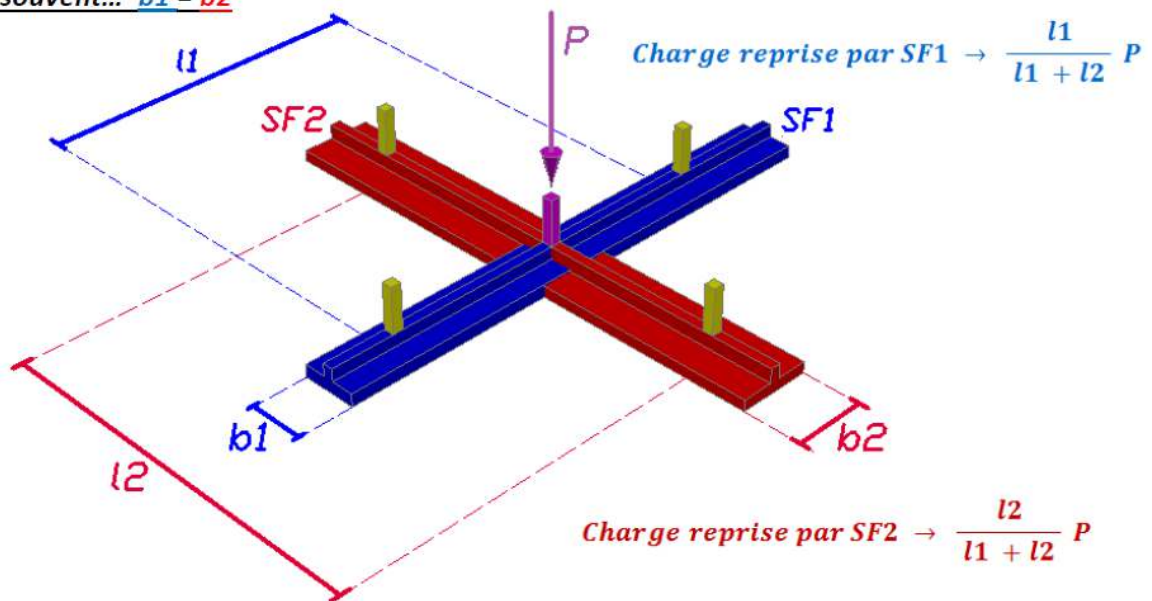
Pour le dimensionnement on garde celles de semelle filante dans un seul sens.

	b (cm)	d (cm)	B (cm)	H _{semelle} (cm)	H _{nervure} (cm)	H _{totnervure} (cm)
Semelle filante croisée	60	4	125	25	60	100

Le calcul de ferrailage se fait pour la file la plus sollicité puis on généralise pour toutes les autres semelles .

Le chargement de la semelle filante croisée et les effortssont égale à la moitié de la semelle filante dans un seul sens.

Très souvent... $b_1 = b_2$



FigureIX.12 : La répartition des charges dans les semelles filantes croisée

- Ferrailage de la nervure :

Tableau IX.21 : Ferrailage de la nervure

	M (KN.m)	M	α	ϵ_{bc}	σ_{bc}	μ	α	z	As	choix
Appui	-509.6	00.045	0.06	0.64	7.62	0.088	0.12	107.1	10.94	8T14
Travée	254.8	0.024	0.03	0.31	4.05	0.08	0.09	72	8.14	8T12

- **Vérification de la contrainte à l'ELS :**

il faut vérifier que : $\sigma_{sfc} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Tableau IX.22 : Résultat de la contrainte à l'ELS

Ns (KN)	S _{sfc} (m ²)	σ_{sfc} (KN/m ²)	$\bar{\sigma}$ (KN/m ²)	Observation
9087.83	75	121.17	250	vérifié

- **Espacement transversal :**

$St \leq 10 \text{ cm}$ (zone nodale)

$St \leq \min(30\text{cm}, 12\text{cm}) = 12 \text{ cm}$ (zone courante)

- **Armatures transversales minimales :**

$A_t = \frac{T_u}{0.9 \times \sigma_s \times d \times st}$ avec : **Tu = 20.43 KN**

$A_t = 0.97 \text{ cm}^2$ on prend : 4T8 (zone nodale)

$A_t = 0.08 \text{ cm}^2$ on prend : 4T8 (zone courante)

- **Armature de peau :**

$A = 5 \text{ cm}^2/\text{m} \times 1.25 = 6.25 \text{ cm}^2$

On prend : 6 T12 = 6.79 cm²

• **Ferraillage de la semelle :**

- **Armatures principales :**

Le ferraillage se calcule par la méthode des bielles à l'ELU pour 1 m linéaire, nous avons :

$$A_s = \frac{N_u(B - b)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

N_u : L'effort normal reparti à l'ELU

N_u (KN)	B(cm)	b(cm)	d(cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	choix
12665.9	100	60	22.5	434.8	64.2	8T32= 64.34 cm ²

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4} = 16.09 \text{ cm}^2 \text{ on prend: } 11T14 = 16.93 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :** $St = \frac{B-0.1}{n_{bar}-1} = 12.5 \text{ cm} \rightarrow St = 15 \text{ cm}$

- **Vérification de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$

V_u (KN)	b (cm)	d (cm)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
20.43	125	22.5	0.07	2.5	Vérifié

- **Vérification de poinçonnement :**

On doit vérifier le poinçonnement de la semelle par l'effort normal de poteau

Il s'agit de vérifier que : $N_u \leq \frac{(0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28})}{\gamma_b}$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen semelle.

On prend une section carré $a=b=1.2$ m (les dimensions de fut de béton).

Donc : $\mu_c = [(u + v) \times 2] = [1.2 \times 4] = 4.8$ m

N_u : Charge de calcul de poteau le plus sollicité (on prend l'effort normale de poteau le plus sollicité concentrée en un point)

$N_u = 2941.56 \text{ KN}$

h : Epaisseur totale de la semelle (25cm)

Donc :

$$\frac{0.07 \times 4800 \times 250 \times 25}{1.5} = 14000 \text{ KN} > N_u = 2941.56 \text{ KN},$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

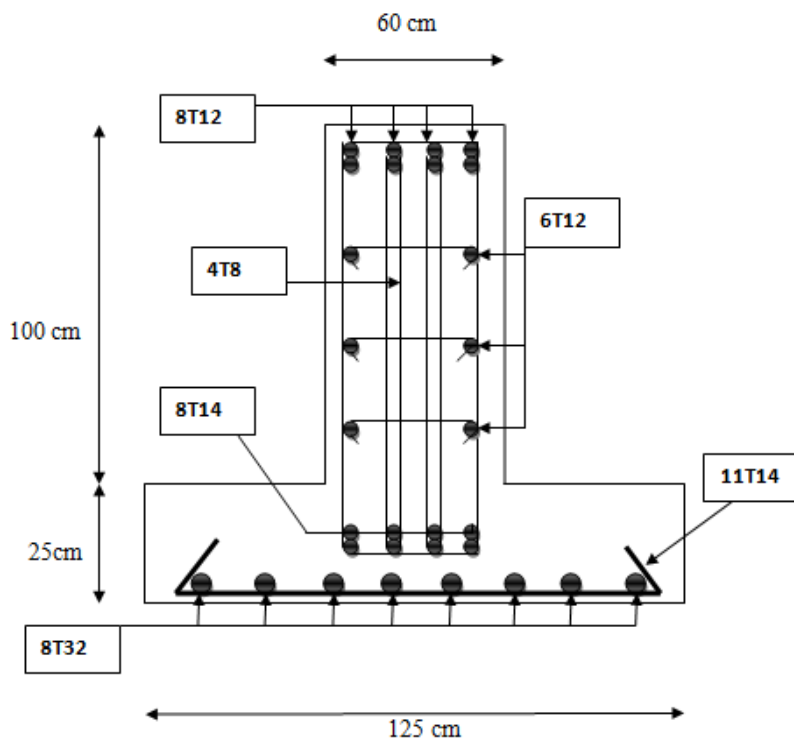


Figure IX.13 : Ferrailage de semelle filante croisée

- La dalle désolidarisée:

- Vérification de poinçonnement :

Il s'agit de vérifier que : $N_u \leq \frac{(0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28})}{\gamma_b}$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen la dalle.

On prend une section carré $a=b=6$ m (les dimensions de panneau de la dalle).

Donc : $\mu c = [(u + v) \times 2] = [6 \times 4] = 24$ m

Nu : Charge de calcul de la monte charge (on prend la charge de monte charge 10 KN/m^2 concentrée en un point)

$$N_u = 10 \times 36 = 360 \text{ KN}$$

h: Epaisseur totale de la dalle (15cm)

$$\frac{0.07 \times 24000 \times 150 \times 25}{1.5} \times 10^{-3} = 4200 \text{ KN} > N_u = 360 \text{ KN},$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

Fiche Technique des Produits de l'Unité Panneaux Sandwich, Tôles Profilées, Faîtières Spéciales et Adaptées et Pièces de Finition

Cher client

Il est de notre devoir, mus par le souci d'une amélioration continue et d'une qualité tendant vers l'excellence d'informer en toute transparence et responsabilité notre fidèle clientèle des caractéristiques techniques intrinsèques de nos produits.

Nos produits sont fabriqués strictement avec une simple peau (TN) ou une double peau (PS) en tôle normalisée aux normes C.E.

1)- Caractéristiques Techniques des Panneaux Sandwich :

Ce composant constitué en monobloc, formé par deux parements métalliques en tôle, isolant de manière durable et étanche, un noyau de mousse polyuréthane, de portance élevée et d'une grande rigidité, allie une grande résistance au feu à l'esthétique. Un entretien régulier lui permettra une longévité illimitée.

En outre, un film de protection sur les deux faces assure une propreté au montage.

Une large gamme de couleurs est disponible sur commande.

Etude – Réalisation – Production – Vente – Distribution – Service après Vente: toute cette chaîne se fait au sein de l'unité Panneaux Sandwich du Groupe RAHMANI sise à M'sila.

Les caractéristiques relatives à nos panneaux Sandwich isothermes, prouvent que les variables thermiques, phoniques et acoustiques (sonorité, harmonie) sont conformes aux normes requises.

A- PANNEAUX SANDWICH DE COUVERTURE PRELAQUES (OU GALVANISES):

Epaisseurs : Face intérieure = 0,50 mm
 Face extérieure = 0,50 mm

N.B : D'autres épaisseurs (0,55mm ; 0,60mm ; 0,70mm et 0,75 mm) de la peau extérieure existent et sont laissées au choix et à la demande du client.

Types	Longueur Maximale	Largeur Standard Utile	Epaisseur	Poids	Résistance à la Conductibilité $1/\sqrt{\Omega}$	Coefficient de Transmission Thermique k	Distance entre les traverses maxi. En Mètre
	ml						
C5 - 70	18	1000	70	11,38	2,09	0,41	*
C5 - 75	18	1000	75	11,62	2,32	0,37	
C5 - 80	18	1000	80	11,86	2,54	0,33	
C5 - 100	18	1000	100	12,84	3,49	0,24	

N.B : * selon les études et calculs statistiques pour chaque cas.

B- PANNEAUX DE BARDAGE PRELAQUES (OU GALVANISES)

Tôle épaisseur: 0.5 mm

Type	Longueur Max	Largeur standard	Epaisseurs	Poids	Résistance à la Conductibilité $1/\sqrt{\Omega}$	Coefficient de Transmission Thermique K	Distance entre traverses maxi en Mètres
	ml	mm	Mm	Kg/m ²	m ² K/W	W/m ² .K	
B 35	18	1000	35	10,17	1,70	0,53	*
B 40	18	1000	40	10,42	1,90	0,45	*
B 50	18	1000	50	10,92	2,46	0,34	*
B 60	18	1000	60	11,42	2,95	0,29	*

N.B : * selon les études et calculs statiques pour chaque cas.

C- PANNEAUX FRIGORIFIQUES PRELAQUES

Tôle épaisseur : 0.5 mm

Type	Longueur max	Largeur standard Utile	Epaisseur	Poids	Résistance à la Conductibilité $1/\sqrt{\Omega}$	Coefficient de Transmission Thermique K	Distance entre traverse maxi en Mètre
	Mm	mm	Mm	Kg/m ²	m ² K/W	W/m ² .K	
F 80	14	1000	80	12,01	3,95	0,21	*
F 100	14	1000	100	12,91	4,45	0,19	*
F 120	14	1000	120	13,81	5,34	0,16	*
F 150	14	1000	150	15,16	6,68	0,13	*

N.B : * selon les études et calculs statiques pour chaque cas.

P.S : exigence de la qualité des produits et normes de tolérance :

Tolérances: sur épaisseur en mm: + 2 mm ; sur longueur + 5mm ; sur largeur + 1mm

2)- Caractéristiques Techniques des Tôles Nervurées Profilées :

Désignation et Forme de Profilés	Type	Longueur Maximale ml	Largeur en mètres	Epaisseurs	Poids environ Kg/ m ²	Système de revêtement
Tôles Profilées Nervurées	PN 40 Prélaqué	18	1,000 m	0,5 mm	4,91	Galvanisé et prélaqué
				0,6 mm	5,89	
				0,7 mm	6,87	
				0,75mm	7,36	
Tôles Profilées Nervurées	PN 40 Galvanisé	18	1,000 m	0,5 mm	4,91	Galvanisé
				0,6 mm	5,89	
				0,7 mm	6,87	
				1,00 mm	9,81	

Désignation et Forme de Profilés	Type	Longueur Maximale ml	Largeur en mètres	Epaisseurs	Poids environ Kg/ m ²	Système de revêtement
Tôles planes standardisées prélaquées	TPSP	18	1,250 / 1,000	0,5 mm à 0,7 mm	3,92 à 6,87	Prélaqué / Galvanisé
Tôles planes standardisées galvanisées	TPSG	18	1,250 / 1,000	0,5mm à 0,7 mm	3,92 à 6,87	Galvanisé
Tôles planes spécifiques prélaquées	TPSPD	18	1,250 / 1,000	0,5 mm à 0,7mm	3,92 à 6,87	Prélaqué/ Galvanisé

P.S : exigence de la qualité des produits et normes de tolérance :

Tolérances : paramètre =longueur/ sur longueur = + 5mm / sur largeur = + 1mm / unité de mesure = M

3)- Les Pièces façonnées ou de finition et d'esthétiques, en Prélaqué ou en Galvanisé:

- 1- la faîtière spéciale adaptée aux nervures des trapèzes des PS et PN de toiture dont l'angle est déterminé par la profondeur des plis.
- 2- la faîtière simple
- 3- les sous- faîtières
- 4- les autres pièces ou profils de finition : angulaire, rejet d'eau, bande de faitage, faitage contre mur, bande de rive, bandeau, angulaire simple, angulaire extérieure et intérieure, les chéneaux (gouttières), les pannes Z et C.

P.S : exigence de la qualité des produits et normes de tolérance :

Tolérances: paramètre = longueur, largeur, angle de pliage /sur longueur en mm = + 5 à 08 mm. / sur largeur = + 1 à 2 mm / angle de pliage = +3°.

Nos Recommandation générales :

L'acier galvanisé étant très sensible à l'humidité et la condensation de l'eau issues de la pluie et de l'humidité pénétrées entre les deux tôles profilées galvanisées conditionnées et stockées en fardeaux peut créer une formation d'une couche d'hydrocarbonate de zinc de galvanisation dit de rouille blanche.

Il est donc recommandé un bon transport et un bon stockage des éléments à l'abri de la pluie dans un endroit sec et un début de montage dans des délais raisonnables.

Le Bâtiment Industrialisé avec des Panneaux Sandwich de qualité supérieure, de toiture et de bardage, est une formule révolutionnaire de tendance moderne sur un triple plan : technique, esthétique et économique.

L'entreprise : Groupe RAHMANI c'est un management technologique de changement et un savoir faire faire.

Salutations

GROUPE RAHMANI®

BIBLIOGRAPHIE

Référence

- [1] : BAEL91 modifier 99
- [2] : calcul pratique des structures métallique D_r M.BELAZOUGUI

Livres

- Conception et calcul des structures métalliques JEAN MOREL
- Calcul des éléments résistance d'une construction métallique LAHLOU DAHMANI
- Aide des mémoires de fin du cycle :
 - Etude d'un hangar en charpente métallique avec mezzanine présenté par Mr BOUNAB.Z et Mr BEKOUUCHE.H année 2014/2015.
 - Etude de deux hangars en charpente métallique à usage industrielle présenté par AIT ALDJET.M et KHANOUCHE.L promotion 2014

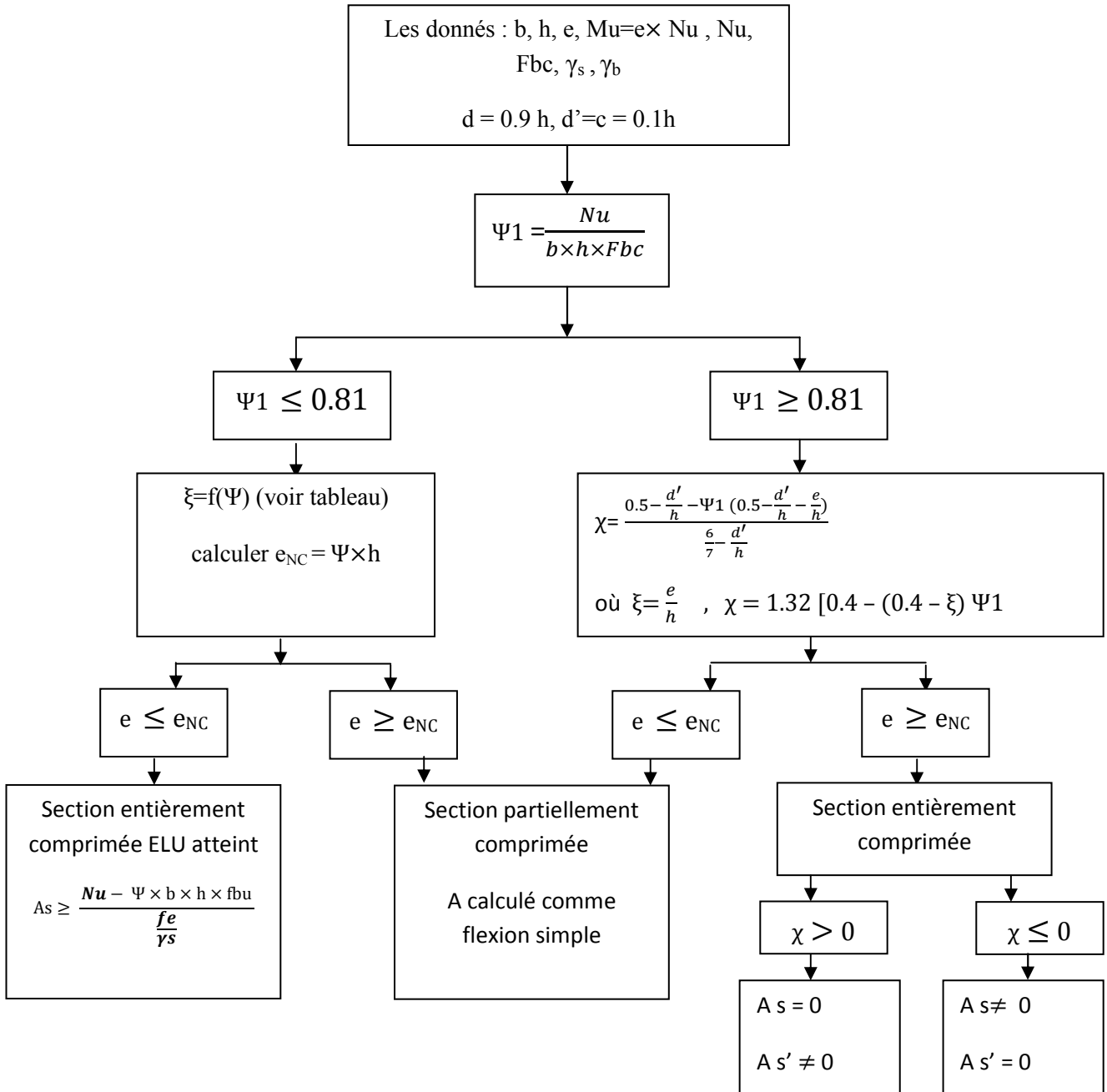
Cours

- construction métallique master 1

Annexe D

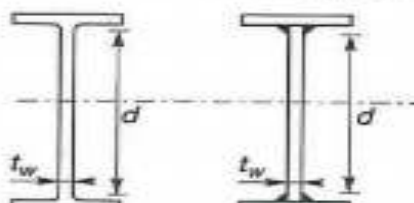
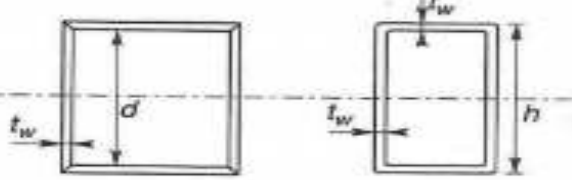
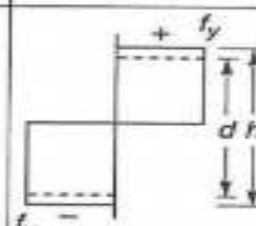
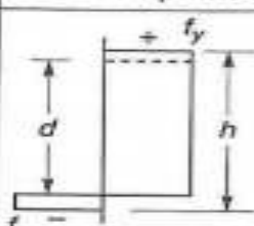
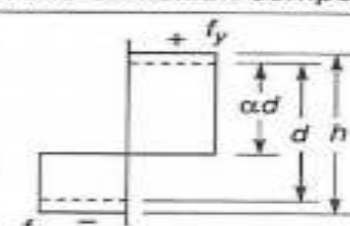
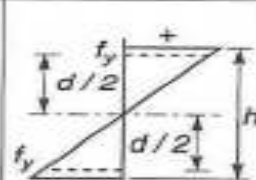
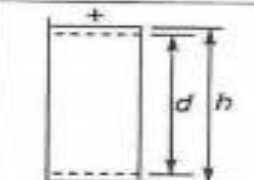
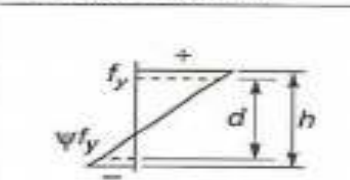
Organigramme de flexion composée

Section rectangulaire :



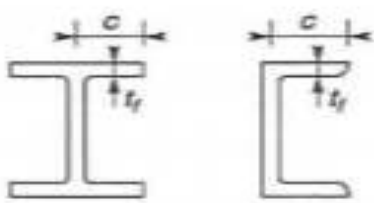

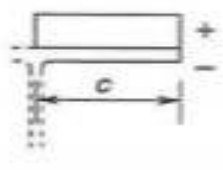
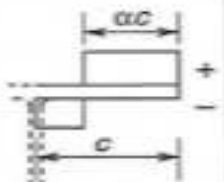
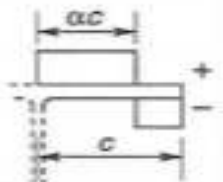
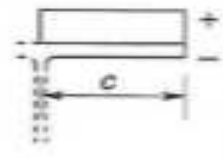
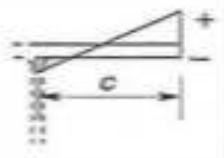
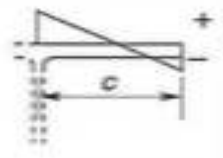
Annexe B

➤ Classification de l'âme :

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées			
Âmes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)			
			
$d = h - 3t$ [$t = t_f = t_w$]			
Classe	Âme fléchée	Âme comprimée	Âme en flexion composée
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)			
1	$d / t_w \leq 72 \epsilon$	$d / t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d / t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d / t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$
2	$d / t_w \leq 83 \epsilon$	$d / t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d / t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d / t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)			
3	$d / t_w \leq 124 \epsilon$	$d / t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d / t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33 \psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d / t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275 355
	ϵ	1	0,92 0,81

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

➤ Classification de la semelle :

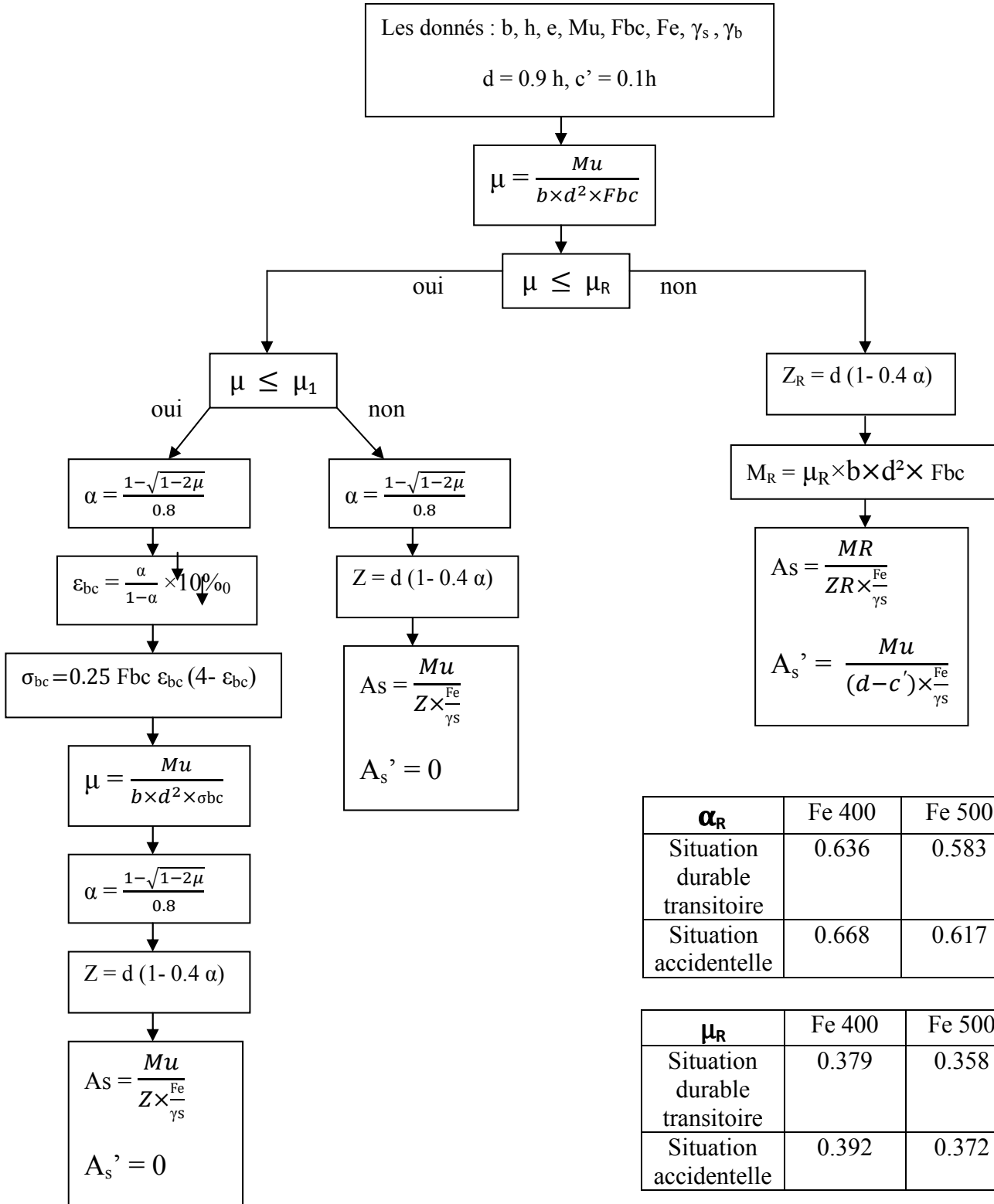
Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées				
Parois internes de semelles en console :				
		Sections laminées		Sections soudées
				
Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée	
			bord comprimé	bord tendu
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)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

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

Annexe C

Organigramme de flexion simple

Section rectangulaire : Vérification à L'ELU



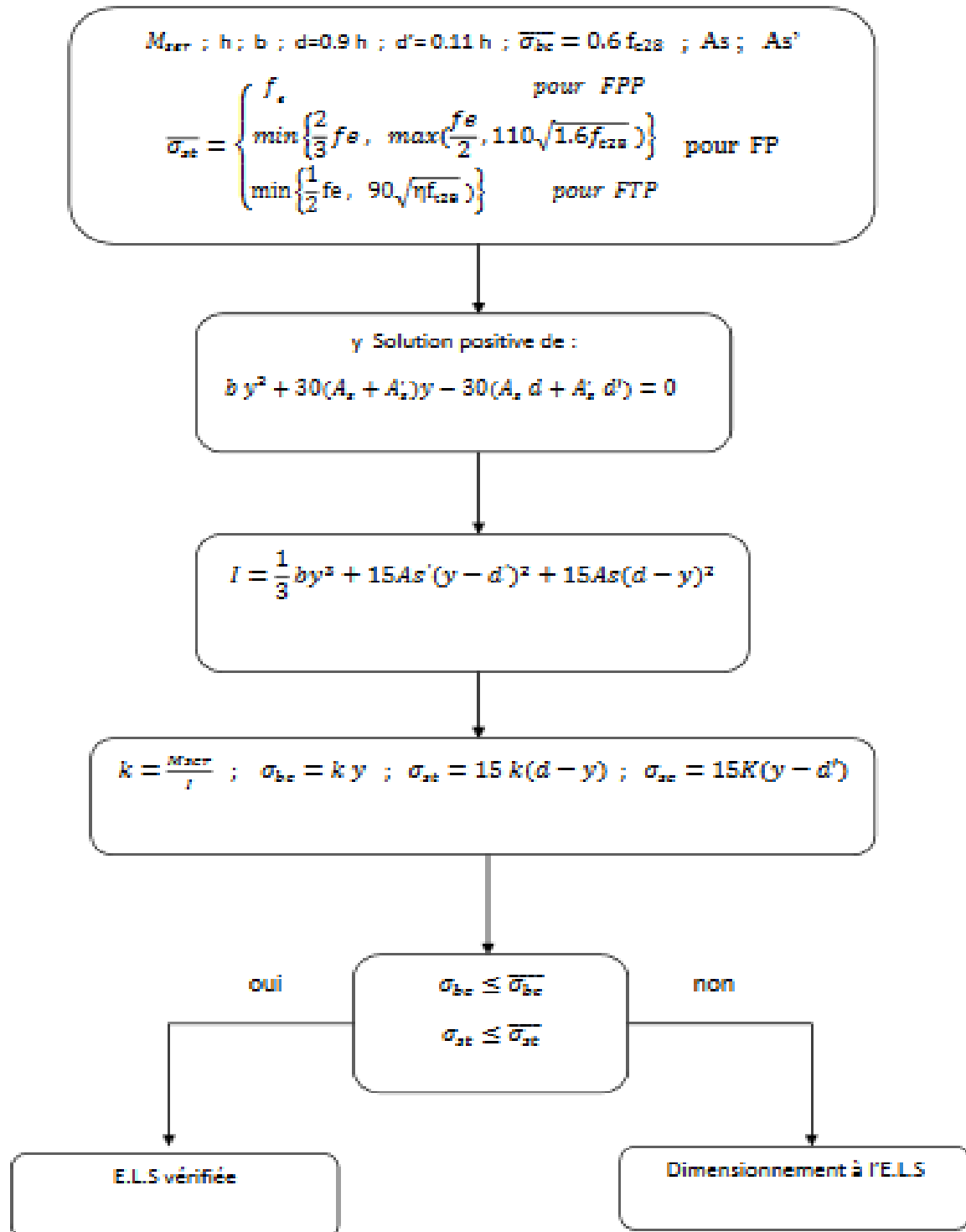
α_R	Fe 400	Fe 500
Situation durable transitoire	0.636	0.583
Situation accidentelle	0.668	0.617

μ_R	Fe 400	Fe 500
Situation durable transitoire	0.379	0.358
Situation accidentelle	0.392	0.372

$\alpha_1 = 0.167$	$\mu_1 = 0.125$
--------------------	-----------------

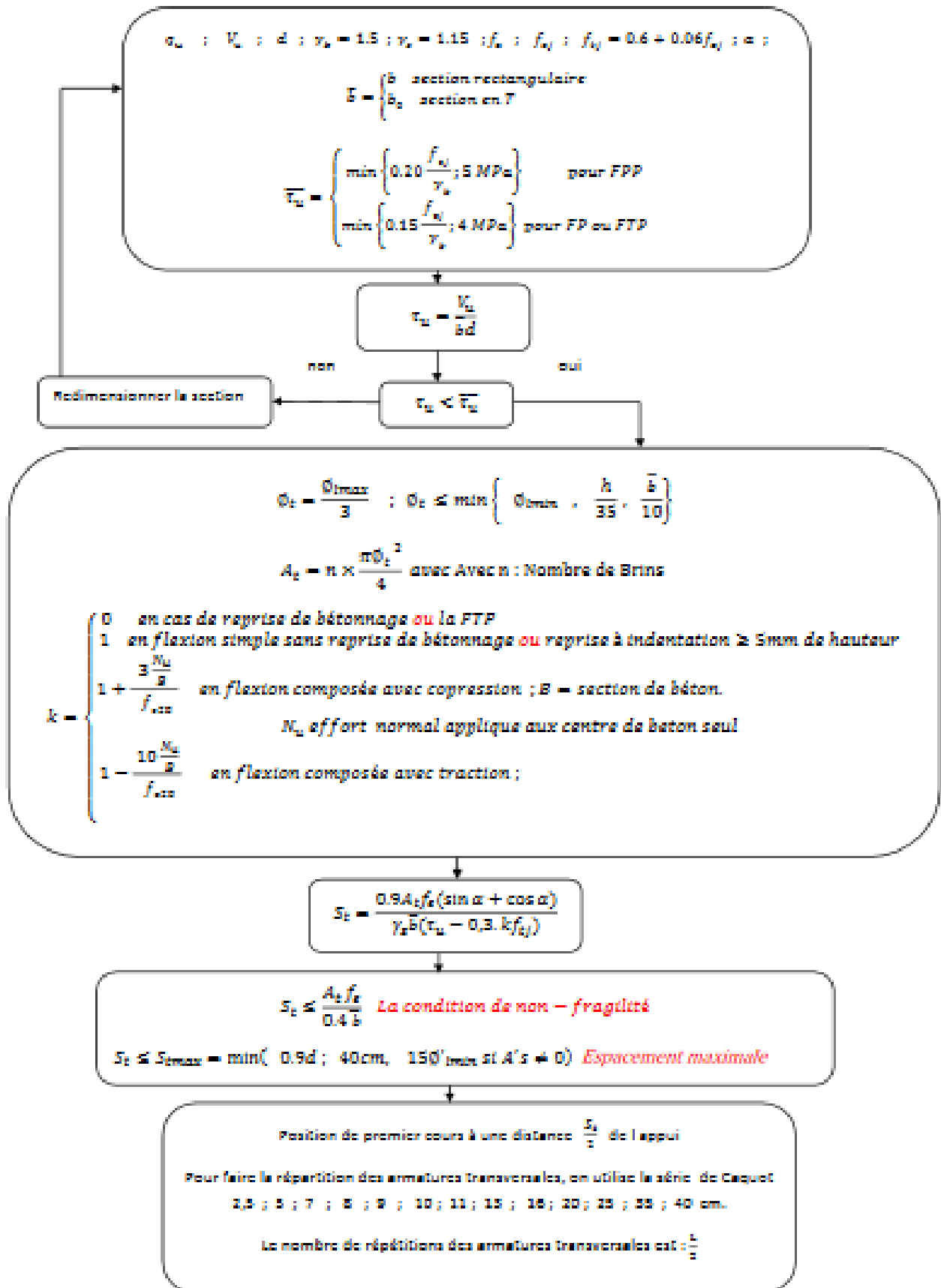
Annexe C

Vérification à L'ELS



Annexe C

Vérification de l'effort tranchant



Annexe C

Vérification du non poinçonnement de la semelle

$a ; b ; A ; B ; h ; p_u ; f_{c28}$

$G_0 =$ représente le poids du remblais ainsi que le poids propre de la semelle

$$a_1 = a + h$$

$$b_1 = b + h$$

$$a_2 = a + 2h$$

$$b_2 = b + 2h$$

$$u_c = 2(a_1 + b_1)$$

$$P_u' = (P_u + 1.35G_0) \left(1 - \frac{a_2 b_2}{AB}\right)$$

$$P_u' \leq 0.045 u_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

non

Redimensionné la semelle

oui

Ok Vérifiée.