الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement supérieur et de la recherche scientifique
جامعة أكلي محند أولحاج - البويرة
Université Akli Mohand Oulhadj Bouira
Faculté des sciences appliquées

Mémoire de fin d'études

Domaine : **Sciences et technologies**
Filière : **Génie civil**
Spécialités : **Structures**

Thème :

---

conception et calcul d'un bâtiment en ossature métallique R+1 à usage de bureaux et habitation avec prise en compte de la résistance au feu

---

Présenté par :
Ouichen sanaa
Sekimi farah

Encadré par : **Mr A. Arbaoui**

date de soutenance : **juin, 2026**
Devant le jury composé de

	Président
jury	Promoteur
jury	Promoteur
jury	Examinateur
	Examinateur

Année académique : 2025/2026

Remerciements

Avant tout, nous remercions Allah le Tout-puissant de nous avoir donné la force, la volonté et la patience pour mener à bien ce travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre encadrant, **Mr. Arbaoui**, pour son suivi attentif, ses précieux conseils, sa disponibilité et son accompagnement tout au long de la réalisation de ce mémoire. Son expérience et son soutien ont grandement contribué à l'aboutissement de ce travail.

Nous adressons également nos sincères remerciements à **l'ingénieur Amrouche**. M pour son aide, ses orientations techniques, ses remarques pertinentes et les connaissances qu'il nous a transmises durant l'élaboration de ce projet.

Nous tenons aussi à remercier la Société Nationale Génie Civil et Bâtiment GCB, pour son accueil, sa collaboration et les moyens mis à notre disposition, qui nous ont permis d'enrichir nos connaissances pratiques et de mieux comprendre le domaine professionnel.

Enfin, nous exprimons notre reconnaissance à tous nos enseignants du département Génie Civil, ainsi qu'à nos familles et amis, pour leur soutien moral et leurs encouragements tout au long de notre parcours universitaires.

Dédicaces

C'est avec une immense fierté et une profonde émotion
que je dédie ce travail...

♡ À mes chers parents ♡

Vous qui avez illuminé mon chemin de votre amour infini,
qui avez cru en moi même quand je doutais de moi-même.
Ce diplôme est le vôtre avant d'être le mien.
Que Dieu vous protège et vous comble de bonheur.

♡ À mon frère et à ma sœur jumeaux ♡

Mes premiers amis, mes complices de toujours,
merci d'avoir été là à chaque instant.

♡ À ma chère binôme ♡

Pour cette belle aventure partagée,
les nuits de travail, les doutes surmontés ensemble
et la complicité qui nous a portées jusqu'au bout.

♡ À mes amis ♡

Pour les souvenirs gravés, les rires partagés
et cette amitié sincère qui traverse le temps.

"Le succès n'est pas final, l'échec n'est pas fatal :
c'est le courage de continuer qui compte."
— À tous ceux que j'aime —

Sanaa

Dédicaces

C'est avec une immense fierté et une profonde émotion
que je dédie ce travail..

♡ À mes chers parents ♡

leur sacrifices,
leur soutien indéfectible et leurs encouragements.
Que dieu les protège et leur accorde santé et bonheur.

♡ À mes chers frères et à toute ma famille ♡

qui m'a toujours encouragé à atteindre mes objectifs.

♡ À ma chère binôme ♡

avec qui j'ai partagé les efforts,
les défis et les moments marquants de ce projet,
je la remercie pour ton sérieux et ton esprit d'équipe,
de précieux souvenirs de notre parcours universitaire.

♡ À mes amis ♡

Pour les souvenirs gravés, les rires partagés
et cette amitié sincère qui traverse le temps.

"Le succès n'est pas final, l'échec n'est pas fatal :
c'est le courage de continuer qui compte."
— À tous ceux que j'aime —

Farah

Résumé

Notre projet de fin d'études consiste à une conception et étude d'une Bâtiment R+1 à usage de Bureaux et habitation en ossature métallique avec prise en compte la résistance au feu, implanté à la Wilaya de Tizi Ouzou.

La structure est formée de plusieurs portiques métalliques stabilisés par des systèmes de contreventements et des poteaux puis couverte par toiture multiple versants symétriques.

L'étude a été réalisée suivant plusieurs étapes. Dans un premier temps, les charges permanentes, les surcharges d'exploitation ainsi que les actions climatiques (Neige et Vent) ont été évaluées conformément au règlement algérien *« RNV 2013 »*. Ensuite le dimensionnement des différents éléments structuraux, principaux et secondaires et l'étude des assemblages et fondations a été menée selon les prescriptions du *« CCM 97 »* et de *« l'eurocode 3 et Eurocode 4 »*, afin, une analyse dynamique a été réalisée conformément au règlement parasismique algérien *« RPA 2024 » suivis d'un calcul de la résistance au feu de la structure a été réalisée . Cette dernière constitue un aspect essentiel du projet et représente une thématique innovant .*

Et pour la modélisation et le calcul de structure on a utilisé le logiciel *« Robot Structural Analysis Professionnal 2026 »*.

Ce mémoire s'achève par une conclusion Générale.

Abstract

Our final year project consists of the design and study of an R+1 building intended for office and residential use, with a steel structural system and taking into account fire resistance requirements. The project is located in the Wilaya of Tizi Ouzou.

The structure is composed of several steel frames stabilized by bracing systems and columns, and covered with a symmetrical multi-slope roof.

The study was carried out though several stages. First, permanent loads, operating loads, as well as climatic actions (Snow and Wind) were evaluated in accordance with the Algerian regulations *"RNV 2013"*. Then, the design and sizing of the different main and secondary structural elements, together with the study of connections, were conducted according to the requirements of *"CCM 97"* and *"Eurocode 3"*, and other applicable standards.

Finally, a dynamic analysis was performed in compliance with the Algerian seismic code *"RPA 2024". Finally , a fire resistance assessment of the structure was carried out. this aspect constitutes an essential component of the project and represents an innovative topic .*

For the modeling, structural analysis and design, connections, the software *"Robot Structural Analysis Professional 2026"* was used.

This dissertation concludes with a general conclusion summarizing the main results and recommendations of the study.

ملخص

يتمثل مشروع التخرج الخاص بنا في تصميم ودراسة مبنى معدني من طابق ارضي +طابق اول، (R+1) مخصص للاستعمال كمكاتب وسكن، مع الاخذ بالاعتبار مقاومة المنشأ حريق ويقع في ولاية تيزي وزو.

يتكون الهيكل الانشائي من عدة إطارات معدنية مثبتة بواسطة أنظمة التدعيم (الشدادات) والاعمدة، ومغطاة بسقف متعدد الميول متماثل الشكل

.

أنجزت هذه الدراسة عبر عدة مراحل، في البداية تم تقييم الاحمال الدائمة والاحمال الاستغلالية، بالإضافة الى التأثيرات المناخية المتمثلة في الثلوج والرياح، وفقا لأحكام النظام الجزائري (RNV 2013). بعد ذلك، تم تصميم ودراسة مختلف العناصر الانشائية الرئيسية والثانوية وكذا الوصلات المعدنية والاساسات طبقا لمتطلبات "CCM97" و"Eurocode3 "و"Eurocode4". كما أجريت دراسة ديناميكية للزلازل وفقا لأحكام النظام الجزائري المضاد للزلازل "RPA2024»، يليها حساب مقاومة المنشأ للحريق ويعد هذا الجانب عنصرا أساسيا في المشروع، الذي يمثل موضوعا حديثا ومبتكرا ضمن مجال الهندسة الانشائية.

اما فيما يخص النمذجة والحسابات الانشائية، فقد تم استخدام برنامج" ROBOT Structural Analysis Professional 2026 "

ونختتم هذه المذكرة بخاتمة عامة تتضمن اهم النتائج والاستنتاجات المتوصل اليها من خلال هذه الدراسة.

Table des matières

1 présentation de sujet **1**

1.1 Introduction . . . 1
1.2 Présentation du projet . . . 1
1.3 Implantation . . . 2
1.4 Les dimensions géométriques . . . 2
1.5 Règlements utilisés . . . 2
1.6 Matériaux utilisés . . . 3
1.6.1 Béton . . . 3
1.7 Assemblage . . . 3
1.8 Logiciels utilisés . . . 4

2 Étude climatique **7**

2.1 introduction . . . 7
2.2 Donnée relative au site . . . 7
2.2.1 Calcul de la charge due au vent . . . 8
2.3 Calcul de la pression ponctuelle $q_p(ze)$ . . . 8
2.3.1 Coefficient Topographique $C_t(z)$ . . . 9
2.3.2 Coefficient de rugosité $C_r(ze)$ . . . 9
2.3.3 Intensité de turbulence[1] $I_v(ze)$ . . . 9
2.3.4 Coefficient d'exposition[1] $Ce(z_e)$ . . . 9
2.3.5 Calcul de C_d . . . 10
2.3.6 Calcul de la pression[1] de pointe $q_p(z_e)$ . . . 10
2.4 Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe} . . . 10
2.4.1 perpendiculaire au Long Pan $\Phi = 0°$ . . . 10
2.5 calcule de Cpi : . . . 13
2.5.1 calcule de ouverture : . . . 13
2.6 Étude de neige . . . 19
2.7 Introduction . . . 19
2.7.1 Charge de neige Sk : . . . 19
2.8 - Calcul de l'effet de frottement . . . 20

3 Prédimensionnement des éléments secondaires **22**

3.1 Introduction . . . 22

3.2 Dimensionnement des panneaux 22
3.2.1 Étude des pannes 23
3.2.2 Définition 23
3.2.3 Vérification des pannes 23
3.2.4 Les surcharges d'entretien Q_p 24
3.3 Les charges et surcharges appliquées sur la panne 25
3.3.1 Surcharge de vent : 25
3.3.2 Les combinaisons d'action 26
3.4 ELS (État Limite de Service) 27
3.4.1 Vérification des instabilités [ELU] 28
3.4.2 Semelle comprimée 28
3.4.3 Calcul de l'aire de cisaillement (A_{vz}) 29
3.5 - Conclusion 30
3.6 - Vérification au déversement d'après l'Eurocode 3 30
3.6.1 - Calcul de l'élancement réduit ($\bar{\lambda}_{LT}$) 31
3.6.2 - Conclusion 31
3.7 - Calcul du Moment Résistant au Déversement $M_{b,rd}$ 31
3.7.1 1. Calcul du paramètre ϕ_{LT} 31
3.7.2 - Calcul du coefficient de réduction χ_{LT} 32
3.7.3 Calcul du moment résistant final $M_{b,rd}$ 32

4 Étude D'escalier **33**
4.1 Introduction 33
4.2 Prédimensionnement 34
4.3 Dimensionnement des supports de la marche 35
4.3.1 Évaluation des charges et surcharges 35
4.3.2 Combinaison des charges 36
4.4 Dimensionnement de limon 37
4.4.1 Évaluation des charges 38
4.4.2 La vérification de la fléche 39
4.4.3 La résistance 39
4.4.4 Vérification à la compression 39
4.4.5 Vérification au cisaillement 40
4.5 Dimensionnement du palier de repos 40
4.5.1 Calcul de la solive de palier de repos 40
4.6 Vérification de la solive (IPE 100) 41

4.6.1 Vérification à la flèche . . . 41
4.6.2 Vérification de la résistance (Moment fléchissant) . . . 42
4.6.3 Vérification au cisaillement . . . 42
4.7 Calcul de la poutre d'appui des limons . . . 43
4.7.1 Évaluation des charges . . . 43
4.7.2 Charges permanentes . . . 44
4.7.3 Le poids propre de volée G . . . 44
4.7.4 Charge d'exploitation Q . . . 44
4.7.5 . Combinaisons des charges . . . 45
4.7.6 Vérification de la fléche . . . 45
4.8 Calcul de la Flèche . . . 45
4.9 Vérification de la Flèche et de la Résistance . . . 46
4.9.1 la flèche due aux charge reparties . . . 46
4.9.2 la fléche totale . . . 46
4.10 Conclusion . . . 47

5 Étude du plancher mixte 48
5.1 Disposition des solives . . . 49
5.1.1 Caractéristiques des éléments constructif . . . 49
5.1.2 Vérification, au stade de montage . . . 50
5.1.3 Combinaison des charges . . . 51
5.1.4 Vérification de la flèche . . . 51
5.1.5 Vérification de cisaillement . . . 51
5.2 Vérification au résistance . . . 52
5.3 Vérification au Stade finale (après durcissement) . . . 52
5.3.1 Évaluation des charges permanentes (G) . . . 52
5.3.2 Les charges variables (Q) . . . 53
5.3.3 combinaison des charges . . . 53
5.3.4 ELS . . . 53
5.3.5 calcul de larguer efficace de béton . . . 53
5.3.6 la position de laxe neutre . . . 53
5.3.7 L'inertie de l'ensemble poutre dalle . . . 54
5.3.8 Calcul des contraintes de flexion simple . . . 54
5.4 Les contraintes dans la dalle en béton . . . 55
5.4.1 Vérification au cisaillement . . . 56
5.4.2 Vérification au diversement . . . 56

5.4.3 Vérification à la flèche . . . 57
5.5 Contraintes additionnelles de retrait . . . 57
5.5.1 Les valeurs des contraintes . . . 58
5.5.2 Fibre Supérieure (Béton) . . . 59
5.5.3 Contraintes Finales . . . 59
5.6 -Calcul et dimensionnement des connecteurs . . . 59
5.6.1 Choix des connecteurs . . . 60
5.6.2 Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal . . . 60
5.7 La résistance de calcul au cisaillement P_{rd} . . . 61
5.7.1 Nombre de connecteurs . . . 61
5.7.2 Espacement des goujons . . . 62
5.8 En conclure . . . 62

6 Étude sismique **63**
6.1 Introduction . . . 63
6.2 Classification de la zone sismique . . . 63
6.3 Classification de site . . . 63
6.4 Classification de structure . . . 64
6.5 Choix de la méthode de calcul . . . 64
6.5.1 Méthode statique équivalent . . . 64
6.5.2 Régularité en élévation . . . 65
6.5.3 Calcul de la force sismique totale . . . 65
6.5.4 Le poids sismique total du bâtiment . . . 66
6.6 Paramètres de calcul des forces sismiques . . . 66
6.6.1 Coefficient de comportement R . . . 66
6.6.2 Estimation de la période fondamentale . . . 66
6.6.3 Coefficient de correction . . . 67
6.6.4 Calcul du poids de la structure . . . 67
6.7 Calcul de l'effort tranchant a la base . . . 68
6.7.1 Premier partie de la structure . . . 70
6.7.2 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur . . . 71
6.7.3 Calcul de l'effort tranchant a la basse . . . 73
6.7.4 Distribution de la résultanto des forces sismique selon la hauteur . . . 73
6.7.5 Calcul de joint sismique (entre la première partie et la deuxième partie de la structure) . . . 74

6.7.6 Joint sismique entre la deuxième partie et la troisième partie de la structure 74

7 Étude de stabilité et de contreventement 76

7.1 Introduction 76
7.1.1 Les valeurs de F_i 78
7.1.2 Calcul des réaction 78
7.2 Détermination de la diagonale le plus chargées 78
7.2.1 Calcul de la diagonale 80
7.2.2 Vérification de la diagonale à la traction 81
7.3 Calcul de Stabilité Verticale 82
7.3.1 Dimensionnement des palées de stabilité à barres centrées en X . 82
7.3.2 Calcul des efforts tranchants de traction reprise par les diagonales 82
7.3.3 Il faut vérifier que 83
7.3.4 Calcul de $N_{pl,Rd}$ 84
7.3.5 Calcul de la diagonale D_{18} 85
7.3.6 Calcul de N_{Rd} 86
7.4 Conclusion 88

8 Les élément structuraux 89

8.1 Introduction 89
8.2 Les portiques 90
8.2.1 Les poteaux 91
8.2.2 Caractéristique du profilé HEA 240 (poteau) 91
8.2.3 Les poutres 91
8.2.4 Caractéristique du profilé IPE 360 (poutre principale) 92
8.3 Les traverses 92
8.3.1 Caractéristique du profilé IPE 300 (traverse) 92
8.3.2 Les combinaisons de charges par robot 93
8.4 Vérification du Poteau — HEA 240 95
8.4.1 Définition 95
8.4.2 Paramètres de la section 96
8.4.3 Efforts appliqués 96
8.4.4 Paramètres de flambement 96
8.4.5 Vérifications 96
8.4.6 Déplacements limites 98
8.4.7 Déplacements limites 98

8.4.8 Déplacements limites . . . 99
8.5 Vérification de la Traverse TRAV_34 — IPE 300: . . . 99
8.5.1 Informations Générales . . . 99
8.5.2 . Paramètres de la Section (IPE 300) . . . 100
8.5.3 Efforts Internes et Résistances Ultimes . . . 100
8.5.4 Paramètres de Déversement Latéral (LTB) . . . 100
8.5.5 Formules de Vérification . . . 100
8.6 Vérification de la Poutre PP_194 — IPE 360 . . . 102
8.6.1 Informations Générales . . . 102
8.6.2 Paramètres de la Section (IPE 360) . . . 102
8.6.3 Efforts Internes et Résistances Ultimes . . . 102
8.6.4 Formules de Vérification . . . 103
8.6.5 Vérification des Déplacements Limites (ELS) . . . 103

9 Les Assemblages 104
9.1 Introduction . . . 104
9.2 Types principaux des assemblages . . . 104
9.2.1 Assemblages boulonnés . . . 104
9.3 Types des boulons . . . 104
9.3.1 Les avantages . . . 105
9.4 Assemblages soudés . . . 105
9.4.1 Types . . . 105
9.4.2 Avantages . . . 105
9.5 Vérification du Pied de Poteau Encastré — HEA 240 . . . 106
9.5.1 Définition . . . 106
9.5.2 Données générales . . . 107
9.5.3 Efforts appliqués (ELU) . . . 107
9.5.4 Zone comprimée . . . 107
9.5.5 Zone tendue . . . 108
9.5.6 Flexion biaxiale (vérification déterminante) . . . 109
9.5.7 Cisaillement . . . 109
9.5.8 Raidisseurs et soudures . . . 110
9.5.9 Rigidité de l'assemblage . . . 110
9.5.10 Synthèse des vérifications . . . 111
9.6 Vérification de l'Encastrement Traverse-Poteau — HEA 240 / IPE 300 . . . 111
9.6.1 Définition . . . 112

9.6.2 Données générales . . . 112
9.6.3 Efforts appliqués (ELU) . . . 113
9.6.4 Résistances de la poutre . . . 113
9.6.5 Panneau d'âme du poteau en cisaillement (composant déterminant) . . . 113
9.6.6 Résistance à la flexion . . . 114
9.6.7 Résistance au cisaillement . . . 114
9.6.8 Résistance des soudures . . . 115
9.6.9 Rigidité de l'assemblage . . . 115
9.6.10 Synthèse des vérifications . . . 116

10 Étude d'infrastructure **117**
10.1 Introduction . . . 117
10.1.1 Principe . . . 117
10.1.2 Matériaux . . . 117
10.1.3 Caractéristique du sol . . . 118
10.2 Dimensionnement de la semelle . . . 118
10.3 Calcul de ferraillage des longrines . . . 118
10.3.1 Hypothèses de calcul . . . 119
10.3.2 Dimensions des longrines . . . 119
10.4 Calcul du coefficient α et vérification . . . 119
10.5 Ferraillage minimum . . . 120
10.6 Espacement . . . 120
10.7 Vérification de la condition de non-fragilité . . . 120
10.8 Vérification de la condition de non-fragilité (suite) . . . 120
10.9 Calcul des armatures transversales . . . 121
10.10 Calcul de l'espacement des cadres . . . 121
10.10.1 les calcule de semelle . . . 122
10.11 Les semelles jumelées avec joint sismique . . . 124
10.11.1 Objectifs . . . 125
10.11.2 Principe . . . 125
10.12 Les calculs . . . 126
10.12.1 Vérification du Poinçonnement . . . 128
10.13 Le ferraillage . . . 129

11 La résistance au feu **130**
11.1 Introduction général sur la résistance au feu . . . 130
11.1.1 Les Stratégies de protection . . . 130

11.2 Dimension conditions aux limites et condition du chargement de la structure 131
11.2.1 Les dimensions de ces éléments étudiés sont les suivants 131
11.2.2 Les charge supportées par la structure 132
11.2.3 Modes de ruine dans le dimensionnement à froid 132
11.2.4 Les condition d'exposition ou feu des élément sont 133
11.2.5 Valeurs des facteurs d'adaptation (η_{fi}) 133
11.2.6 Classification de l'élément en situation d'incendie 134
11.2.7 Classification des sections 134
11.2.8 Calcul de températures de élément 135
11.2.9 Calcul de l'échauffement des élément en acier 137
11.2.10 Épaisseur de protection 139

Table des figures

1.1 plan architectural de la structure 5
1.2 plan de la modélisation de structure par logiciel ROBOT 6

2.1 ze, : Hauteur de référence ´ pendant de h et de b Ze et profil correspondant de la pression dynamique 8
2.2 direction de vent 10
2.3 figure-4-5-RNV2013 11
2.4 pour $\phi = 0°$ 11
2.5 pour $\phi = 0°$ 12
2.6 Caption 13

3.1 coupe transversale de panneaux sandwich 22
3.2 Disposions de la panne sur la toiture. 24
3.3 Schéma statique des surcharges d'entretien sur les pannes.c 24

4.1 Vue d'escalier 33
4.2 élément constructif de la marche 35
4.3 Dimension de limon 38
4.4 Eléments constructifs du Palier de repos 40
4.5 : Distribution des charges sur la poutre porteuse 43

5.1 : Plancher mixte 48
5.2 disposition des solives dans la dalle 49
5.3 Eléments constructifs du plancher mixte 50
5.4 position de l'axe neutre donne la dalle 54

6.1 figure 3-8-page 71 65
6.2 Tableau des trois premiers modes de le 1 ers partie de structure 70
6.3 modélisation parlogiciel ROBOT pour la premiere partie de la structure . . 70
6.4 modélisation par logiciel ROBOT pour la deuxième parie de la structure . . 72
6.5 Tableau des trois premiers modes pour la 3 éme partie de structure 72
6.6 modélisation par logiciel ROBOT pour la troisième parie de la structure . . 72
6.7 la structure complété après les joints sismiques 75

7.1 distribution des efforts des poutres au vent 76
7.2 C distribution des efforts des poutres au vent 78

8.1 les diagrammes de moment et déplacement pour la première partie de structure 90
8.2 les diagrammes de moment et de déplacement pour le deuxième partie de structure 90
8.3 les diagrammes de moment et déplacement pour la troisième partie de structure 91

10.1 Détail du ferraillage de la longrine 121
10.2 schéma de ferraillage de longrine 121
10.3 ferraillage de la semelle 129

11.1 Vue transversale de pignon 132
11.2 Condition aux limites et de chargement de la poutre de plancher 132
11.3 facture de massivété 138
11.4 Abaque de dimensionnement pour déterminer l'épaisseur de protection . . . 140

Liste des tableaux

1.1 tabl 1-1 site réalisation de louvrage. 2
1.2 tabl 1-2-Dimension de structure 2
1.3 Caractéristique d'acier 3

1.4 Caractéristique de Bétons 3

2.1 Définition des catégories de terrain 7
2.2 Parois verticales :$\phi = 0°$ 11
2.3 pour le toiture :$\phi = 0°$ 12
2.4 pour le toiture :$\phi = 90°$ 12
2.5 toiture au versant $\phi = 90°$ 12
2.6 -Les paroi vertical : $\phi = 90°$ 12
2.7 Surface des Ouvertures 13
2.8 Les valeurs des charges de vent des parois verticale 14
2.9 Les valeurs des charges de vent de toiture deux versant pour $\phi = 0°(-)$ . . . 14
2.10 Les valeurs des charges de vent de toiture deux versant pour $\phi = 0°(+)$ . . . 15
2.11 Les valeurs des charges de vent de toiture deux versant pour $\phi = 90°$ 15
2.12 Les valeurs des charges de vent des parois vertical 15
2.13 Les valeurs des charges de vent de toiture un versant pour $\phi = 90$ 15
2.14 $C_{pi} = 0,23$ $V_2 - V_4$ 15
2.15 Les valeurs des charges de vent de toiture deux versant pour $\phi = 0°(-)$ . . . 16
2.16 Les valeurs des charges de vent de toiture de deux versant pour $\phi = 0°(+)$. 16
2.17 Les valeurs des charges de vent de toiture deux versant pour $\phi = 90°$ 16
2.18 $V_1 - V_3$: Les valeurs des charges de vent des parois verticals 16
2.19 Les valeurs des charges de vent de toiture un versant pour $\phi = 90$ 16
2.20 pour $C_{pi} = –0,3$ $V_2 - V_4$ 17
2.21 Les valeurs des charges de vent de toiture à deux versant pour $\phi = 0°(+)$ . . 17
2.22 $\phi = 0°(+)$ 17
2.23 Les valeurs des charges de vent de toiture à deux versant pour $\phi = 90°$ . . . 17
2.24 $V_1 - V_3$: Les valeurs des charges de vent des parois verticals 18
2.25 Les valeurs des charges de vent de toiture un versant pour $\phi = 90$ 18

3.1 Caractéristiques du panneau TL75 23
3.2 Les charges permanentes 24
3.3 Décomposition des charges suivant les axes locaux de la panne 26
3.4 Combinaisons de charges ELU 26
3.5 Combinaisons de charges ELS 27

4.1 Dimensionnement de l'escalier 34
4.2 Évaluation des charges et surcharges de l'escalier 35
4.3 Combinaison des charges à l'ELU et l'ELS 36

4.4 Calcul des charges permanentes et d'exploitation 38
4.5 Charges par éléments 43
4.6 Combinaisons de charges ELS et ELU 45

5.1 Caractéristiques des éléments constructifs 49
5.2 Caractéristiques du profilé IPE 200 50
5.3 Les charges permanentes (G) 50
5.4 Les charges permanentes (G) 52
5.5 Données et caractéristiques 60

6.1 Données d'Analyse Modale 69
6.2 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur 71
6.3 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur 71
6.4 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur 73
6.5 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur 73

7.1 valeurs F_i 78

8.1 Paramètres de la section HEA 240 96
8.2 Efforts appliqués au poteau 96
8.3 Paramètres de flambement 97
8.4 Synthèse des vérifications — HEA 240 98
8.5 Vérification des déplacements limites 98
8.6 Vérification des déplacements limites 98
8.7 Vérification des déplacements limites 99

9.1 Données générales de l'assemblage HEA 240 107
9.2 Efforts appliqués à l'assemblage (ELU) 107
9.3 Résultats de la zone comprimée 108
9.4 Résistances de la platine — Tronçon en T 109
9.5 Vérification à la flexion 109
9.6 Vérification des raidisseurs et soudures 110
9.7 Rigidité rotationelle de l'assemblage 110
9.8 Synthèse des vérifications — HEA 240 111
9.9 Données générales de l'assemblage 112
9.10 Efforts appliqués à l'assemblage (ELU) 113
9.11 Résistances de la poutre IPE 300 113
9.12 Résistance par rangée de boulons 114

9.13 Vérification des soudures 115
9.14 Rigidité rotationelle de l'assemblage 115
9.15 Synthèse des vérifications — HEA 240 / IPE 300 116

11.1 Sollicitations mécaniques des éléments en situation d'incendie 133
11.2 Paramètres géométriques et classification des éléments de structure 135
11.3 Formules de calcul du degré d'utilisation μ_0 136
11.4 Valeurs des facteurs d'adaptation thermique K_1 et K_2 136
11.5 Facteur de massiveté 138
11.6 Facteur de massiveté – Échauffement de l'élément non protégé 139
11.7 Épaisseur de protection des éléments pour assurer 60 min de résistance au feu 139

Chapitre 1

présentation de sujet

1.1 Introduction

-La construction métallique ,constitue un domaine fondamentale du génie civil , trouvant ses applications aussi bien dans les travaux publiques que dans les bâtiments grâce à son rapport résistance et lègérite optimales, l'acier favorise la conception de structure élancées , esthétiques et adaptées aux grandes portées.
- Sur le plan architectural , le métal offre une liberté de conception remarquable ,il permet l'édification d'ouvrage a grands volumes sans appuis intermédiaires ,répondant parfaitement aux exigences des hangars .
Un avantage majeur réside également dans l'assemblage par boulonnage , qui simplifie le démontage et favorise le réemploi ou le recyclage des composants .
- Enfin , la ductilité de l'acier est un atout sécuritaire majeur : elle permet la formation de rotules plastiques , signalant ainsi tout risque de rupture imminente avant l'effondrement structurel . fort de ces propriétés , l'acier s'impose comme une solution optimale pour les projets .

1.2 Présentation du projet

Notre projet consiste en l'étude d'un bâtiment à usage multiple constitué de bureaux et une partie dédiée à l'habitation.la structure proposée par l'entreprise SNC METAL SPA a une superficie de 1191 m^2 et composée d'un rez-de chaussée et un étage (R+1) en ossature métallique .

1.3 Implantation

- Cette ossature sera implantée dans la wilaya de Tizi Ouzou qui est définie dans le régl|ement RPA 2024 et RNV 2013 comme suit :

Vent	neige	séisme
zone I	zone A	zone V

Tab. 1.1 : tabl 1-1 site réalisation de louvrage.

1.4 Les dimensions géométriques

- Les dimensions géométrique de la structure sont :

hauteur total	9m
longeur	39,7m
hauteur des poteaux	8 m
toiture multiple de pente	7,68°
distance entre les portiques	5m

Tab. 1.2 : tabl 1-2-Dimension de structure .

1.5 Règlements utilisés

- Réglement Neige et vent RNV 99, version 2013 : pour l'étude climatique . - Réglements parasismique algériennes RPA 2024 : pour l'étude sismique . - Eurocode 3 : dimensionnement des structures en acier normes générales et normes pour les édifices 2005 - CCM97- 1997. - Eurocode 4 : conception et dimensionnement des structures mixte acier-béton 1994 : pour l'étude et conception des planchers mixtes.

1.6 Matériaux utilisés

Acier

Nuance d'acier	Fe430S275
La limite élastique	fy = 275 MPa
La résistance à la traction	fu = 430MPa
La densité volumique	$= 7850\,\mathrm{kg/m^3}$
Module d'élasticité longitudinale	210×10^3 MPa
Module d'élasticité transversale	84×10^3 MPa
coefficient de Poisson	v = 0.3
Limite élastique de cisaillement	$\tau = \frac{\mathrm{fy}}{\sqrt{3}} = 158.8\,\mathrm{MPa}$

Tab. 1.3 : Caractéristique d'acier

1.6.1 Béton

classe de béton résistance à la compression	C25/30 fc28 = 25 MPa
résistance à la traction	ft28 = 2.1 MPa
La masse volumique	$= 25\,\mathrm{kg/m^3}$
Module d'élasticité	$\mathrm{E_{cm}} = 30.5\times10^3$ MPa
Le coefficient de retrait	$\varepsilon = 2\times10^{-4}$

Tab. 1.4 : Caractéristique de Bétons

1.7 Assemblage

- Des boulons à haute résistance (HR) de classe 10.9 ont été adoptés pour l'assemblage des portiques autostables , afin d'assurer une bonne transmission des efforts et une stabilité optimale de la structure.

- Des boulons ordinaires de classe 6.4 et 8.8 ont été utilisés pour l'assemblage des éléments secondaires de la structure.
- les soudures retenues présentent des caractéristiques mécaniques équivalentes à celles de l'acier de construction employé , garantissant ainsi la continuité de la résistance des assemblages.

1.8 Logiciels utilisés

- Robot structural analysis professional 2026 : utilisé pour l'analyse et la conception de structure .

- Autocad 2023 : logiciel de DAO permettant la conception .

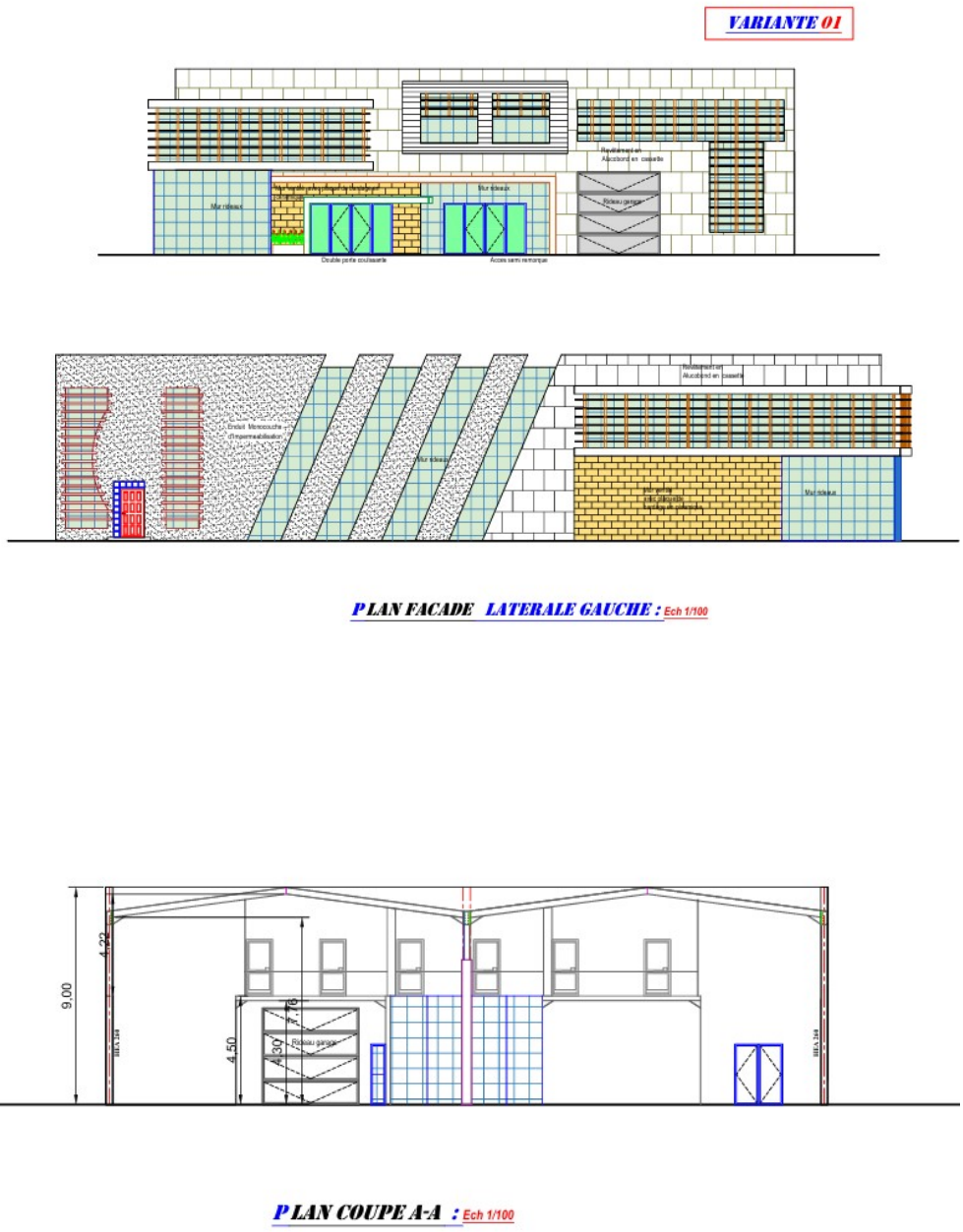
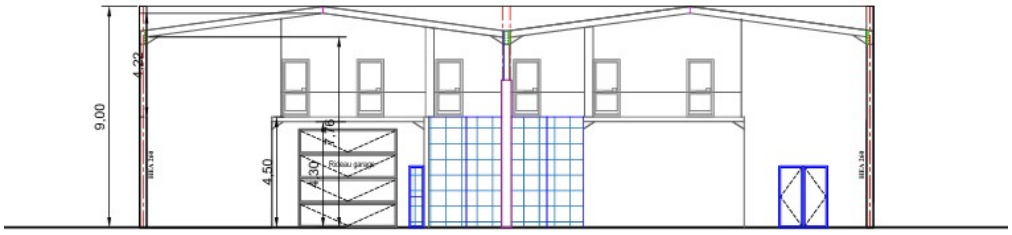


FIG. 1.1 : plan architectural de la structure



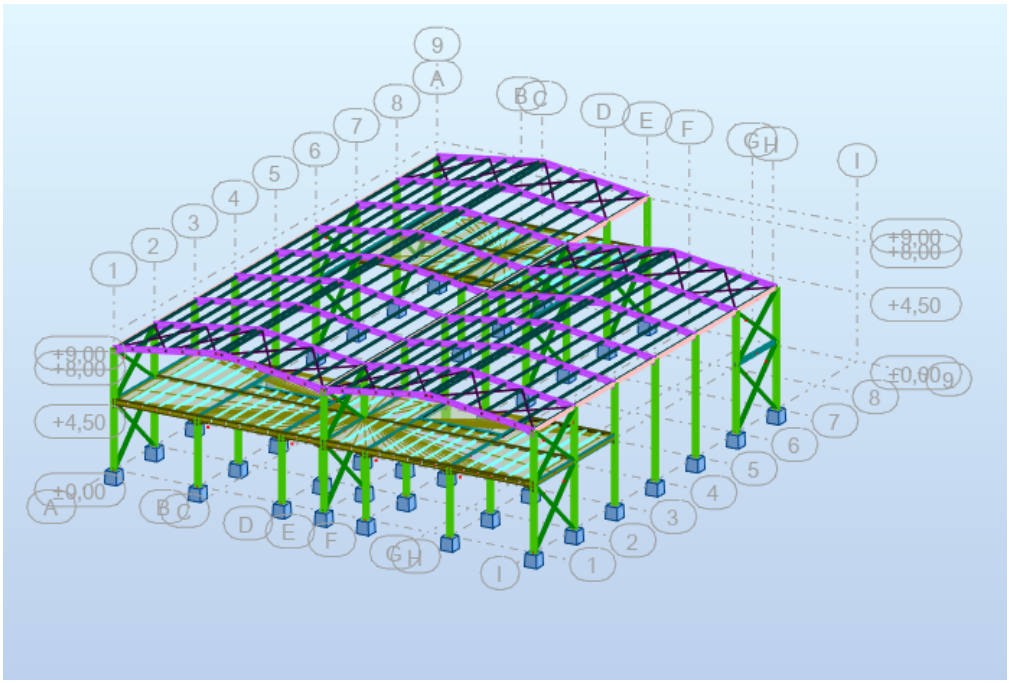


FIG. 1.2 : plan de la modélisation de structure par logiciel ROBOT

Chapitre 2

Étude climatique

2.1 introduction

– Ce chapitre fait l'objet de l'étude climatique d'une structure métallique est ce pour objectif d'évaluer les charges climatiques sur le comportement de l'ouvrage a fin d'assurer sa sécurité , sa stabilité et sa durabilité.

- Le vent peut engendrer des pressions et des dépressions sur les façades et la toiture , ce qui influence directement le dimensionnement des éléments structuraux et ce en conformité avec DTR [1].

2.2 Donnée relative au site

- Lieu de réalisation : Tizi Ouzou .
- Zone de neige[1] :
- Région de vent[2] : I
- catégorie de terrain : II
- $q_{ref} = 375\,N/m^2$.
- Site plat .

K_T	Z_0	Z_{min}	ε
0,19	0,05 m	2 m	0,52

Tab. 2.1 : Définition des catégories de terrain

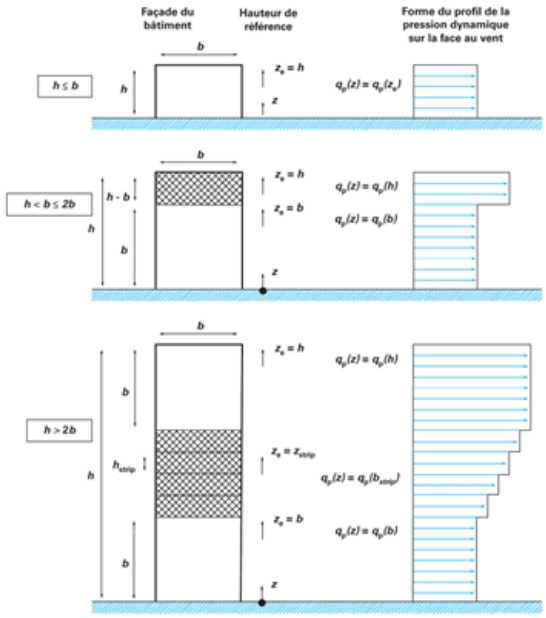


FIG. 2.1 : ze, : Hauteur de référence ´ pendant de h et de b Ze et profil correspondant de la pression dynamique

2.2.1 Calcul de la charge due au vent

2.2.1.1 But de l'étude climatique

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times \left(C_{pe} - C_{pi}\right) \quad [N/m^2]$$

2.3 Calcul de la pression ponctuelle $q_p(ze)$

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

Hauteurs de référence ze

Nous avons une seule hauteur de référence à considérer, celle de la toiture et celle des parois verticales. h b $q_p(z) = q_p(ze)$

- Pour les parois verticales et le toiture $z_e = 9\,m$

2.3.1 Coefficient Topographique $C_t(z)$

le coefficient topographique tient comte de l'fluence du relief du site sur la vitesse du vent . dans notre cas , l'installation est implantée dans une zone pratiquement plans $\phi < 0,05$ Alors [1] : $c_t = 1$

2.3.2 Coefficient de rugosité $C_r(ze)$

Cr(ze) est le coefficient de rugosit8, il prend en considération l'influence de la rugosité du terrain et la hauteur de la structure sur la vitesse du vent[1].

$$C_R(z_e) = K_T \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right) \quad [\text{pour } z_{min} \leq z_e \leq 200\text{m}]$$

Vent Sur	Z_e	$Cr(z_e)$
parois	9 m	0,986
toiture	9 m	0,986

2.3.3 Intensité de turbulence[1] $I_v(ze)$

$$I_v(z_e) = \frac{1}{c_t \ln(z_e/z_0)}$$

Vent Sur	Z_e	$Iv_(ze)$
parois	9 m	0,193
toiture	9 m	0,193

2.3.4 Coefficient d'exposition[1] $Ce(z_e)$

$$C_e = C_t(z_e)^2 \times C_r(z_e)^2 \times (1 + 7I_v(z_e))$$

Vent Sur	Z_e	$Ce_(ze)$
parois	9 m	2,286
toiture	9 m	2,286

2.3.5 Calcul de C_d

2.3.6 Calcul de la pression[1] de pointe $q_p(z_e)$

Utilisant les résultats précédents

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

Vent Sur	C_e	$q_r(z_e)$	$q_p(z_e)$
parois	9 m	375 N/m^2	857,25 N/m^2
toiture	9 m	375 N/m^2	857,25 N/m^2

2.4 Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe}

notre ossature est une cas de toitures à versant multiples (cas a)[1] :

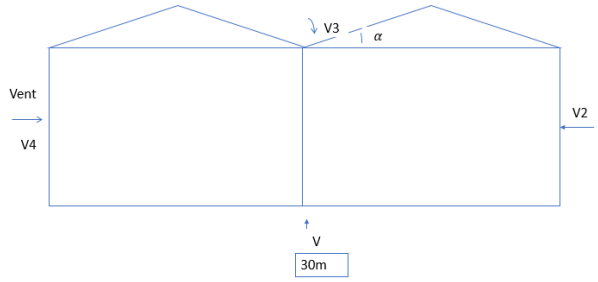


FIG. 2.2 : direction de vent

2.4.1 perpendiculaire au Long Pan $\Phi = 0°$

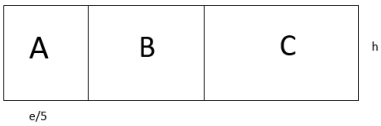
2.4.1.1 ,Parois verticales :

-pour les paroi vertical : perpendiculaire au long pan

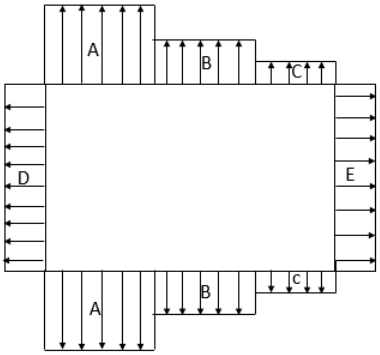
e=min (2h ,b)

e= min (2* 9 , 39,7)

e= 18 m _d > e



(a)



(b)

FIG. 2.3 : figure-4-5-RNV2013

Zone	A	B	C	D	E
Aires	32,4	129,6	105,66	357,3	357,3
Cpe(10)	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

TAB. 2.2 : Parois verticales :$\phi = 0°$

-pour le toiture :

-perpendiculaire aux génératrice lois $\rightarrow$ toiture deux versant $\phi = 90°, \Phi = 0°$

-pour $\phi = 0°$

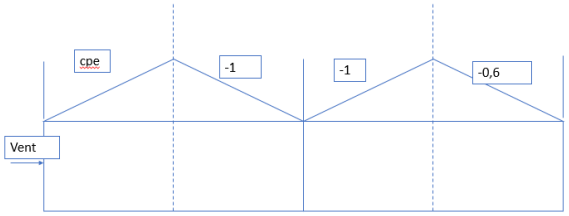


FIG. 2.4 : pour $\phi = 0°$

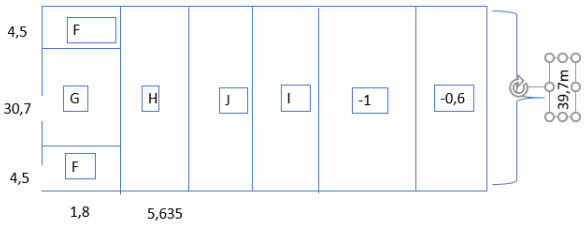


FIG. 2.5 : pour $\phi = 0°$

Zone	F	G	H	I	J
surface	8,1	55,26	215,77	/	/
Cpe(–)	-1,56	-1,09	-0,680	-1	-1
cpe(+)	-1,56	0,054	0,054	-1	-1

TAB. 2.3 : pour le toiture :$\phi = 0°$

-pour $\phi = 90°$

Zone	F	G	H	I
surface	8,1	27,63	142,92	411,689
Cpe(–)	-1,73	-1,3	-0,727	-1

TAB. 2.4 : pour le toiture :$\phi = 90°$

-2eme cas : parallèle au génératrice :

-toiture au versant $\phi = 90°$

Zone	F(sup)	F(inf)	G	H	I
surface	1,380	1,380	2,766	22,11	267,53
Cpe	-2,61	-2,36	-1,82	-0,546	-0,446

TAB. 2.5 : toiture au versant $\phi = 90°$

-Les paroi vertical :

e=min(2h ,b) = (2ah , 7,435) =7,435

Zone	A	B	C	D	E
Surface	13,383	53,532	290,385	66,915	66,915
Cpe(10)	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

TAB. 2.6 : -Les paroi vertical : $\phi = 90°$

2.5 calcule de Cpi :

2.5.1 calcule de ouverture :

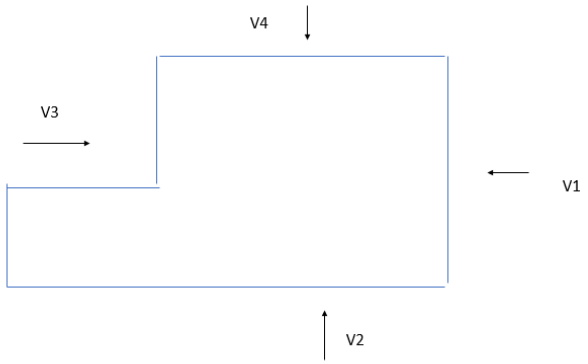


FIG. 2.6 : Caption

TAB. 2.7 : Surface des Ouvertures

Façade	**Élément**	**Dimensions**	**Calcul**	**Surface**
V_1	2 Grandes Portes	h = 2,5 m, L = 2 m	$2 \times 2{,}5 \times 2$	$S_1 = 10$ m^2
	Rideau de garage	h = 4 m, L = 4 m	4×4	$S_2 = 16$ m^2
V_2	Porte	h = 2,3 m, L = 1,1 m	$2{,}3 \times 1{,}1$	$S_3 = 2{,}53$ m^2
	Rideau de garage	h = 4 m, L = 4 m	4×4	$S_4 = 16$ m^2
V_3	Fenêtre	h = 1,5 m, L = 1 m	$1{,}5 \times 1$	$S_5 = 1{,}5$ m^2
Surface totale des ouvertures		$S_T =$		**46,03 m^2**

$$\mu_p = \frac{\sum \text{Surfaces des ouvertures cpe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

$\mu_{p_1} = \frac{26}{47{,}5} = 0,55 \quad \longrightarrow \quad \frac{h}{d} = \frac{9}{39{,}7} = 0,22 < 0,25$

$\boxed{\text{cpi} = 0,07}$

$\mu_{p_2} = \frac{18{,}5}{47{,}5} = 0,39 \quad \longrightarrow \quad \frac{h}{d} = \frac{9}{29{,}74} = 0,3 > 0,25$

$$1 \longrightarrow 0,22$$
$$0,25 \longrightarrow 0,24$$
$$0,39 \longrightarrow \text{x}$$

$\boxed{\text{cpi} = 0,23}$

$\mu_{\text{p}_3} = \frac{1,5}{47,5} = 1 \quad \longrightarrow \quad \frac{\text{h}}{\text{d}} = \frac{9}{39,7} = 0,22 < 0,25$
$\boxed{\text{cpi} = -0,3}$

Calcul des pressions pour $\text{Cpi} = 0,07$

- Notre structure y'a un toiture multiple alors pour calculer les pressions de vent W en fait des calcules pour chaque Cpe (pression et dépression) et pour chaque Cpi , aprés les calculs , nous avons retenu le cas de charge correspondant à la valeur du vent la plus défavorable , et nous sommes basés sur le tableau suivant :

TAB. 2.8 : Les valeurs des charges de vent des parois verticale

zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - c_{pi}$	W N/M^2
A	857,25	-1	0,07	-1,07	-917,26
B	857,27	-0,8	0,07	-0,87	-745,81
C	857,25	-0,5	0,07	-0,57	-488,63
D	857,25	0,8	0,07	-0,79	677,23
E	857,25	-0,3	0,07	0,37	-317,18

TAB. 2.9 : Les valeurs des charges de vent de toiture deux versant pour $\phi = 0°(-)$

zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - c_{pi}$	W N/M^2
F	857,25	-1,56	0,07	-1,63	-1397,32
G	857,27	-0,07	0,07	-1,16	-994,41
H	857,25	-0,680	0,07	-0,75	-642,94
I	857,25	-1	0,07	-1,07	-917,26
J	857,25	-1	0,07	61,07	-917,26

TAB. 2.10 : Les valeurs des charges de vent de toiture deux versant pour $\phi = 0°(+)$

zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - c_{pi}$	W N/M^2
F	857,25	-1,56	0,07	-1,63	-1397,32
G	857,25	-0,054	0,07	-0,16	-13,716
H	857,25	-0,054	0,07	-0,016	-13,716
I	857,25	-1	0,07	-1,07	-917,26
J	857,25	-1	0,07	61,07	-917,26

TAB. 2.11 : Les valeurs des charges de vent de toiture deux versant pour $\phi = 90°$

zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - c_{pi}$	W N/M^2
F	857,25	-1,73	0,07	-1,8	-1543,05
G	857,27	-1,3	0,07	-1,37	-1174,43
H	857,25	-0,727	0,07	-0,797	-683,23
I	857,25	-1	0,07	-1,07	-917,26

TAB. 2.12 : Les valeurs des charges de vent des parois vertical

zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - c_{pi}$	WN/M^2
A	857,25	-1	0,07	-1,07	-917,26
B	857,27	-0,8	0,07	-0,87	-745,81
C	857,25	-0,5	0,07	-0,57	-488,63
D	857,25	0,8	0,07	-0,79	677,23
E	857,25	-0,3	0,07	0,37	-317,18

TAB. 2.13 : Les valeurs des charges de vent de toiture un versant pour $\phi = 90$

zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - c_{pi}$	W N/M^2
F, up	857,25	-2,61	0,07	-2,68	-2297,43
F, nf	857,27	-2,36	0,07	-2,43	-2083,11
G	857,25	-1,82	0,07	-1,89	-1620,20
H	857,25	-0,546	0,07	-0,616	-528,066
I	857,25	-0,446	0,07	-0,516	-442,341

TAB. 2.14 : $C_{pi} = 0,23 \quad V_2 - V_4$

zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - c_{pi}$	W N/M^2
A	857,25	-1	0,23	-1,23	-1054,42
B	857,27	-0,8	0,23	1,03	882,97
C	857,25	-0,5	0,23	-0,73	-625,79
D	857,25	0,8	0,23	-0,53	488,63
E	857,25	-0,3	0,23	0,53	-454,34

TAB. 2.15 : Les valeurs des charges de vent de toiture deux versant pour $\phi = 0°(-)$

zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}c_{pi}$	W N/M^2
F	857,25	-1,56	0,23	-1,79	-1543,48
G	857,27	-1,09	0,23	-1,32	-1131,57
H	857,25	-0,680	0,23	-0,91	-1054,42
I	857,25	-1	0,23	-1,23	-1054,42

TAB. 2.16 : Les valeurs des charges de vent de toiture de deux versant pour $\phi = 0°(+)$

zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}c_{pi}$	W N/M^2
F	857,25	-1,56	0,23	-1,79	-1534,48
G	857,27	-0,054	0,23	-0,176	-150,88
H	857,25	-0,054	0,23	-0,176	-150,88
I	857,25	-1	0,23	-1,23	-1054,42
J	857,25	-1	0,23	-1,23	-1054,42

TAB. 2.17 : Les valeurs des charges de vent de toiture deux versant pour $\phi = 90°$

zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}c_{pi}$	W N/M^2
F	857,25	-1,73	0,23	-1,96	-1680,21
G	857,27	-1,09	0,23	-1,32	-1131,58
H	857,25	-0,680	0,23	-0,957	-820,39
I	857,25	-1	0,23	-1,23	-1054,42

TAB. 2.18 : $V_1 - V_3$: Les valeurs des charges de vent des parois verticals

zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}c_{pi}$	W N/M^2
A	857,25	-1	0,23	-1,23	-1054,42
B	857,27	-0,8	0,23	1,03	882,97
C	857,25	-0,5	0,23	-0,73	-625,79
D	857,25	0,8	0,23	-0,53	488,63
E	857,25	-0,3	0,23	0,53	-454,34

TAB. 2.19 : Les valeurs des charges de vent de toiture un versant pour $\phi = 90$

zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}c_{pi}$	W N/M^2
F, up	857,25	-2,61	0,23	-2,84	-2434,59
F, nf	857,27	-2,36	0,23	-2,59	-2220,28
G	857,25	-1,82	0,23	-2,09	-1791,65
H	857,25	-0,546	0,23	-0,776	-665,226
I	857,25	-0,446	0,23	-0,676	-576,501

TAB. 2.20 : pour $C_{pi} = –0,3 \quad V_2 – V_4$

zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}c_{pi}$	W N/M^2
A	857,25	-1	-0,3	-0,7	-600,075
B	857,27	-0,8	-0,3	-0,5	428,625
C	857,25	-0,5	-0,3	-0,2	-171,45
D	857,25	0,8	-0,3	-1,1	942,975
E	857,25	-0,3	-0,3	0	0

TAB. 2.21 : Les valeurs des charges de vent de toiture à deux versant pour $\phi = 0°(+)$

zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}c_{pi}$	W N/M ^{2}
F	857,25	-1,56	-0,3	-1,26	-1080,135
G	857,27	-0,054	-0,3	-0,79	-428,625
H	857,25	-0,054	-0,3	-0,38	-325,755
I	857,25	-1	-0,3	-0,7	-600,075
J	857,25	-1	-0,3	-0,7	-600,075

TAB. 2.22 : $\phi = 0°(+)$

zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}c_{pi}$	W N/M^2
F	857,25	-1,56	-0,3	-1,26	-1080,135
G	857,27	-0,054	-0,3	-0,79	-428,625
H	857,25	-0,054	-0,3	-0,38	-325,755
I	857,25	-1	-0,3	-0,7	-600,075
J	857,25	-1	-0,3	-0,7	-600,075

TAB. 2.23 : Les valeurs des charges de vent de toiture à deux versant pour $\phi = 90°$

zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}c_{pi}$	W N/M^2
F	857,25	-1,56	-0,3	-1,26	-1080,135
G	857,27	-0,054	-0,3	-0,79	-428,625
H	857,25	-0,054	-0,3	-0,38	-325,755
I	857,25	-1	-0,3	-0,7	-600,075
J	857,25	-1	-0,3	-0,7	-600,075

TAB. 2.24 : $V_1 - V_3$: Les valeurs des charges de vent des parois verticals

zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}c_{pi}$	W N/M^2
A	857,25	-1	-0,3	-0,7	-600,075
B	857,27	-0,8	-0,3	-0,5	428,625
C	857,25	-0,5	-0,3	-0,2	-171,45
D	857,25	0,8	-0,3	-1,1	942,975
E	857,25	-0,3	-0,3	0	0

TAB. 2.25 : Les valeurs des charges de vent de toiture un versant pour $\phi = 90$

zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - c_{pi}$	W N/M ^{2}
F, up	857,25	-2,61	-0,3	-2,31	-1980,25
F, nf	857,27	-2,36	-0,3	-2,06	-1765,935
G	857,25	-1,82	-0,3	-1,56	-1337,31
H	857,25	-0,546	-0,3	-0,246	-210,88
I	857,25	-0,446	-0,3	-0,146	-125,16

2.6 Étude de neige

2.7 Introduction

-Les charge de neige agissent principalement sur la toiture et peuvent entraîner des efforts supplémentaires sur les pannes et les élément porteurs . ce étude vise a quantifier les charge de neige permanenter sur l'ensemble des surfaces avec les zones d'accumulations sur la toiture.

- But :

cette étude évalue les charge de neige[1] sur les surface exposées, en accordant une vigilance particulière aux accumulations survenant en toiture.

-Le domaine de application :

« Ce règlement s'applique à l'ensemble des structures construites Algérie, à condition que leur altitude soit inférieure ou égale à 2000 m, tel que stipulé dans le RNV 2013 (partie 1, art. 2.1). »

2.7.1 Charge de neige Sk :

- Altitude : H = 200m - la wilaya : Tizi Ouzou : Zone A

Zones	A	B	C	D
S_k	$\frac{0,07H+15}{100}$	$\frac{0,04H+10}{100}$	$\frac{0,0325H+10}{100}$	pas de charge de Neige

$$S_k = \frac{0,07H+15}{100} = \frac{0,07\times 200+15}{100} = \boxed{0{,}29 \text{ KN/m}^2}$$

Détermination de coefficient de μ :

Type de toiture : toiture Multiple donc on a 2 coefficients de μ à considérer μ_1 et μ_2 selon notre règlement RNV 2013.

$\alpha = 7,68° < 30°$

$\boxed{\mu_1 = 0,8}$

[1] RNV 2013 -paragraphe 3.1.1-page 85

$$\mu_2 = 0,8 + 0,8\left(\frac{\alpha}{30}\right) = 0,8 + 0,8\left(\frac{7,68}{30}\right) = \boxed{1}$$

- On à deux coefficient d'après le RNV 2013 y'a deux cas :
- Cas (1) : Sans accumulation de neige .
- Cas (2) : Avec accumulation de neige .

-Calcul des charges de Neige sur la toiture :

$$S = 0,8 \times 0,29 = \boxed{0{,}232 \text{ KN/m}^2}$$

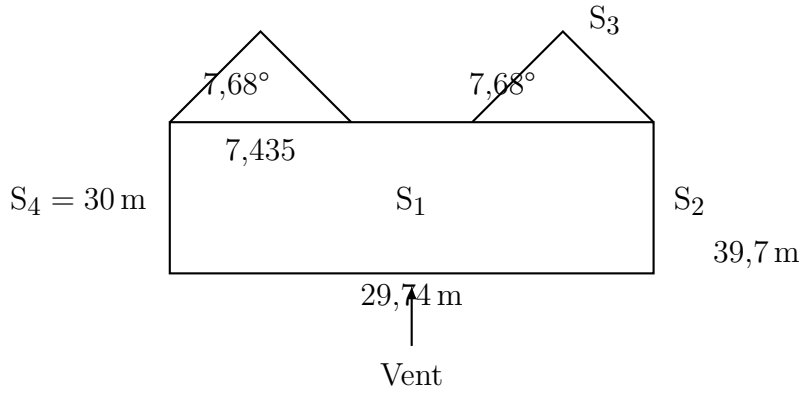
$$S = 1 \times 0,29 = \boxed{0{,}29 \text{ KN/m}^2}$$

2.8 - Calcul de l'effet de frottement

$$F_{fr} = C_{fr} \times q_p(Z_e) \times A_{fr} \quad \longrightarrow \text{ formule 2-6-2 RNV 2013 - page 58}$$

C_{fr} : coefficient de frottement selon le tableau 2-8

$$C_{fr} = 0{,}04 \quad \text{(NerVeurs)}$$



S_2 et $S_3 \longrightarrow$ Surface parallèle au Vent

Calcul de S_1 (cas de Vent perpendiculaire)

$$S_1 = \left(\sqrt{7{,}435^2 + 1^2}\right) \times 4 \times 39{,}7 = \boxed{1191{,}31\,\mathrm{m}^2} \times 2 = \boxed{2382{,}62\,\mathrm{m}^2}$$

Cas de Vent parallèle

$$S_2 = 39{,}7 \times 8 = \boxed{317{,}6\,\mathrm{m}^2}$$

$$S_4 = 30 \times 8 = \boxed{240\,\mathrm{m}^2}$$

$$S_3 = 39{,}7 \times \left(\sqrt{7{,}435^2 + 1^2}\right) = \boxed{313{,}57\,\mathrm{m}^2}$$

$$S_{II} = \sum S_2 + S_4 + S_3 = \boxed{871{,}17\,\mathrm{m}^2}$$

$$4 \times S_1 = 4 \times 2382{,}62 = 9530{,}48 > 871{,}17\,\mathrm{m}^2$$

$\Rightarrow$ donc le frottement est négligeable

Chapitre 3

Prédimensionnement des éléments secondaires

3.1 Introduction

-La structure secondaire sert d'interface entre le revêtement extérieure et l'élément porteur . Elle supporte les charge fixes (masse propre ,toiture , bardage) et les contrainte dûes aléas climatiques , acheminant efficacement ces forces vers les ossatures principales . On détaillons ici les vérification normatives de résistance et d'équilibre réalisés sur les profilés choisis pour les pannes ,lisses et potelets[2].

W=-2,434 kN/m^2

3.2 Dimensionnement des panneaux

-Les panneaux sandwichs utilisés en toiture conçus avec un matériau léger de remplissage appelé mousse et deux parois extérieures métalliques.
-Nous avons adoptées un panneau de couverture type TL75 **G=15.137 kG/m**

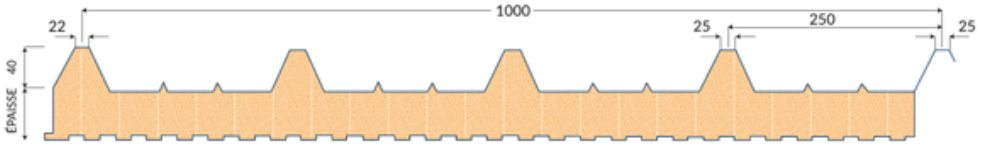


FIG. 3.1 : coupe transversale de panneaux sandwich

- Nous avons adopté :

Caractéristiques du panneau TL75

Paramètre	**Valeur**
Type	TL75
Largeur	1000 mm
Épaisseur ep	35 mm
Épaisseur p	40 mm
Longeur	—
Poids de panneau	15,137 kG/m
Transmission thermique	0,66 W/m^2.k
Résistance à la conductibilité	2,32

Tab. 3.1 : Caractéristiques du panneau TL75

3.2.1 Étude des pannes

3.2.2 Définition

-Les pannes sont des poutres disposées horizontalement sur la toiture, elles supportent les charges climatiques de vent et de neige ainsi que le poids de la couverture et transmettant les charges vers les portiques principaux .

-

3.2.3 Vérification des pannes

- Prédimensionnement des pannes

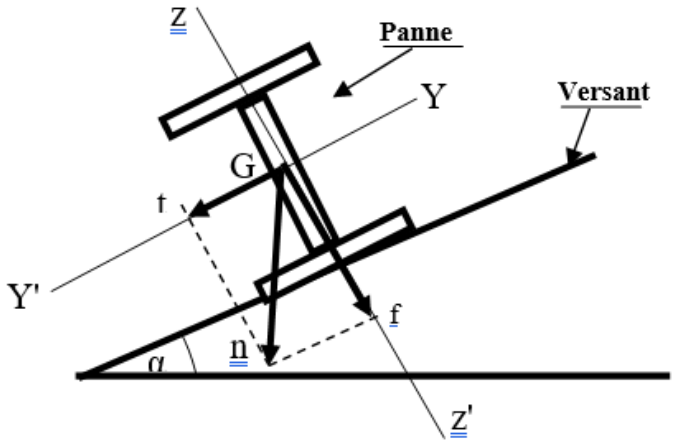


FIG. 3.2 : Disposions de la panne sur la toiture.

Les charges permanentes

Désignation	**Valeur**
Espace entre les pannes	1,20 m
Profil proposé	IPE 140
pp de TL75	$G_1 = 15{,}137$ kg/m
pp d'accessoire d'attache	$G_2 = 2$ kg/m
pp de la panne IPE 140	$G_3 = 12{,}9$ kg/m
$G = (P_{couverture} + P_{acce} + P_{panne})$	$G = 0{,}334$ **kN/m**

TAB. 3.2 : Les charges permanentes

3.2.4 Les surcharges d'entretien Q_p

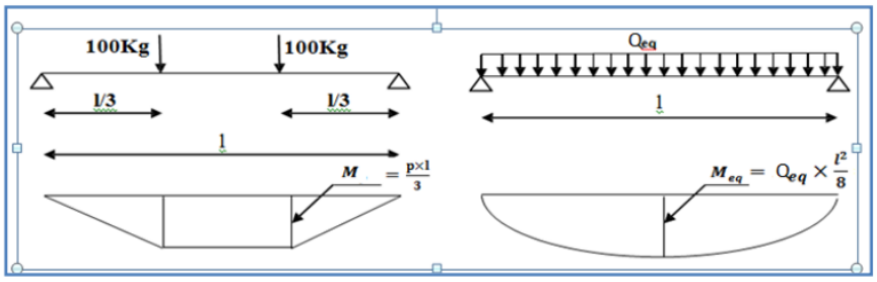


FIG. 3.3 : Schéma statique des surcharges d'entretien sur les pannes.c

$\boxed{\text{P} = 100\ \textbf{kg}}$

$$\text{q}_{\text{eq}} = \frac{\text{P} \times 8}{3 \times \text{L}} = \frac{100 \times 8}{3{\times}5} = 53,33\ \text{daN/ml} = \boxed{0{,}53\ \text{kN/ml}}$$

$$\text{M}_{\text{max}} = \frac{\text{P} \times \text{L}}{3} = \frac{\text{q}_{\text{eq}} \times \text{L}^2}{8} = \boxed{1{,}66\ \text{kN.m}}$$

3.3 Les charges et surcharges appliquées sur la panne

3.3.1 Surcharge de vent :

$\text{W} = –2,434\ \text{kN/m}^2 \longrightarrow \text{Zone F}_{\text{inf}}$
$\text{W} = –2{,}434 \times 1{,}2 = \boxed{–2,921\ \text{kN/ml}}$

-Surcharge de Neige :

$\text{S}_1 = 0.29 \times 1.2 = \boxed{0{,}348\ \text{kN/ml}}$
$\text{S}_2 = 0,232 \times 1,2 = \boxed{0{,}278\ \text{kN/ml}}$

-Les charges et surcharges appliquées

$\text{G} = 0,334\ \text{kN/ml}$

$\text{q} = 0,53\ \text{kN/ml}$

$\text{W} = –2,921\ \text{kN/ml}$

$\text{S}_1 = 0,348\ \text{kN/ml} \quad , \quad \text{S}_2 = 0,278\ \text{kN/ml}$

$\alpha = 7,68°$

Décomposition des charges

TAB. 3.3 : Décomposition des charges suivant les axes locaux de la panne

Suivant l'axe z-z (Perpendiculaire)	**Suivant l'axe y-y (Parallèle)**
$G_{zz} = G\cos\alpha = 0,331$ kN/ml	$G_{yy} = G\sin\alpha = 0,047$ kN/ml
$Q_{zz} = q\cos\alpha = 0,52$ kN/ml	$Q_{yy} = q\sin\alpha = 0,071$ kN/ml
$W_{zz} = W = -2,921$ kN/ml	$W_{yy} = 0$ kN/ml
$S_{1zz} = S_1\cos\alpha = 0,344$ kN/ml	$S_{1yy} = S_1\sin\alpha = 0,046$ kN/ml
$S_{2zz} = S_2\cos\alpha = 0,276$ kN/ml	$S_{2yy} = S_2\sin\alpha = 0,037$ kN/ml

3.3.2 Les combinaisons d'action

ELU

Combinaisons de charges (ELU)

Cas	**Combinaison**	**Résultat**
	La surcharge d'entretien	
q_{uz}	$1,35\,G_{zz} + 1,5\,Q_{zz} = 1,35 \times 0,331 + 1,5 \times 0,52$	1,227 kN/ml
q_{uy}	$1,35\,G_{yy} + 1,5\,Q_{yy}$	0,170 kN/ml
	La neige	
q_{uz}	$1,35\,G_{zz} + 1,5\,S_{1zz}$	0,963 kN/ml
q_{uz}	$1,35\,G_{zz} + 1,5\,S_{2zz}$	0,861 kN/ml
q_{uy}	$1,35\,G_{yy} + 1,5\,S_{1yy}$	0,132 kN/ml
q_{uy}	$1,35\,G_{yy} + 1,5\,S_{2yy}$	0,119 kN/ml
	Le vent	
q_{uz}	$1,35\,G_{zz} + 1,5\,W_{zz}$	-3,935 kN/ml
q_{uy}	$1,35\,G_{yy} + 1,5\,W_{yy}$	0,063 kN/ml

TAB. 3.4 : Combinaisons de charges ELU

3.4 ELS (État Limite de Service)

Combinaisons de charges (ELS)

Cas	Combinaison	Résultat
Les surcharges d'entretien		
Q_{sy}	$G_{yy} + Q_{yy}$	0,118 kN/ml
Q_{sz}	$G_{zz} + Q_{zz}$	0,851 kN/ml
Le Vent		
Q_{sy}	$G_{yy} + W_{yy}$	0,047 kN/ml
Q_{sz}	$G_{zz} + W_{zz}$	-2,59 kN/ml

Tab. 3.5 : Combinaisons de charges ELS

Le prédimensionnement

- Condition à la flèche ([ELS])
- Condition de la résistance ([ELU])

Vérification à ELS (axe z-z)

On doit vérifier que : $f \leq f_{adm}$

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{500}{200} = \boxed{2.5 \text{ cm}}$$

$$f_{ser} = \frac{5 \cdot Q_{z\text{–ser}} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

D'où l'inertie nécessaire :

$$I_y \geq \frac{5 \cdot Q_{z\text{–ser}} \cdot L^3 \cdot 200}{384 \cdot E}$$

$$I_y \geq \boxed{4,044 \times 10^{-6} \text{ m}^4}$$

$I_y = \boxed{404{,}4 \text{ cm}^4} \longrightarrow$ **donc on adopte pour [IPE 140]**

Profil	P(kg/m)	A(cm^2)	H(mm)	b(mm)	t_f(mm)	t_w(mm)	d(mm)	I_y(cm^4)	I_z(cm^4)	V(mm)
140	12,9	16,4	140	73	6,9	4,7	112,2	541	44,9	7

$W_{pl,y}$(cm^3)	$W_{pl,z}$(cm^3)	i_y(cm)	i_z(cm)
88,34	19,25	5,74	1,65

Vérification de la flèche : L/200

Suivant l'axe y-y : $f_y = \boxed{1.019 \text{ cm}} < 2.5 \text{ cm}$

Suivant l'axe z-z :

$f_z == \boxed{1.855 \text{ cm}} < 2.5 \text{ cm}$

3.4.1 Vérification des instabilités [ELU]

Vérification à la flexion déviée

Détermination de la classe de profilé

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - 2t_f - 2r}{t_w} = \frac{140 - 2\times7 - 2\times6,9}{4,7} = 23,87 < 72\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = \boxed{0{,}924}$$

$$\frac{d}{t_w \cdot \varepsilon} = \frac{112,2}{4,7 \times 0,924} = 25,83 < 72 \implies \text{Ame classe 1}$$

3.4.2 Semelle comprimée

$$\frac{c}{t_w} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{73/2}{6,9} = 5,28 < 10\varepsilon$$

$\implies$ **Semelle classe 1**

$\implies$ **Alors la section est de classe 1**

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

avec $\alpha = 2$, $\beta = 1$.

$$M_{y,sd} = \frac{q_{uz} \cdot L^2}{8} = \frac{-3,935 \times 5^2}{8} = 12,30 \text{ KN.m} = \boxed{12{,}30 \text{ KN.m}}$$

$$M_{z,sd} = \frac{q_{uy} \cdot L^2}{8} = \frac{0,170 \times 5^2}{8} = \boxed{0{,}531 \text{ KN.m}}$$

$$M_{pl,y,rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88,34 \times 10^{-3} \times 275}{1,1} = \boxed{22{,}085 \text{ KN.m}}$$

$$M_{pl,z,rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19,25 \times 10^{-3} \times 275}{1,1} = \boxed{4{,}812 \text{ KN.m}}$$

$$\left(\frac{12,30}{22,085}\right)^2 + \left(\frac{0,531}{4,812}\right) = 0,42 < 1$$

$\Longrightarrow$ **la flexion déviée est vérifiée**

Vérification au cisaillement

La condition de vérification au cisaillement doit satisfaire

$$V_{z,sd} \leqslant V_{pl,z,rd} \quad \text{et} \quad V_{y,sd} \leqslant V_{pl,y,rd}$$

Puisque on a un moment $M_{pl,y,rd} > M_{pl,z,rd}$, cela va engendrer un effort tranchant important $V_{z,sd}$.

- Calcul de l'effort tranchant sollicitant ($V_{z,sd}$)

$$V_{z,sd} = \frac{q_{uz} \times L}{2} = \frac{3,935 \times 5}{2} = \mathbf{9,838} \text{ kN}$$

- Calcul de la résistance plastique au cisaillement ($V_{pl,z,rd}$)

La formule de la résistance plastique est donnée par :

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

3.4.3 Calcul de l'aire de cisaillement (A_{vz})

3.4.3.1 D'après les dimensions de la section

- $A = 16400 \text{ mm}^2$
- $b = 73 \text{ mm}$
- $t_f = 6,9 \text{ mm}$

- $t_w = 4,7$ mm
- $r = 7$ mm

$$A_{vz} = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$$

$$A_{vz} = 16400 - 2 \times 73 \times (6,9) + (4,7 + 2{\times}7) \times 73$$

$$\mathbf{A_{vz} = 1997,7} \text{ mm}^{\mathbf{2}}$$

- Calcul final de $V_{pl,z,rd}$

En utilisant $f_y = 275$ MPa et $\gamma_{M0} = 1,1$:

$$V_{pl,z,rd} = \frac{1997,7 \times 275{\times}10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = \mathbf{288,343} \text{ kN}$$

3.5 - Conclusion

$$V_{z,sd} \leqslant V_{pl,z,rd} \implies 9,838 \text{ kN} < 288,343 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \mathbf{C.V}$$

3.6 - Vérification au déversement d'après l'Eurocode 3

$$M_{b,rd} > M_{y,sd} \quad \longrightarrow \quad \text{article 5.5.2}$$

$$M_{y,sd} = 12,3 \text{ kN.m}$$

- Calcul du moment résistant au déversement ($M_{b,rd}$)

La formule est définie par

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec

- $\beta_{\mathrm{w}} = 1 \quad \longrightarrow \quad$ Section classe 1
- $\mathrm{C}_1 = 1,132$ (charge uniforme)

- Calcul de l'élancement (λ_{LT})

La formule de l'élancement est donnée par

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

En remplaçant par les valeurs numériques

$$\lambda_{\mathrm{LT}} = \frac{\frac{500}{1,65}}{\sqrt{1,132} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{\frac{500}{1,65}}{\frac{14}{6,9}}\right)^2\right]^{0,25}} = 49,274$$

3.6.1 - Calcul de l'élancement réduit ($\bar{\lambda}_{\mathrm{LT}}$)

$$\bar{\lambda}_{\mathrm{LT}} = \frac{\lambda_{\mathrm{LT}} \cdot \sqrt{\beta_{\mathrm{w}}}}{\lambda_1}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \epsilon = 86,76$$

$$\bar{\lambda}_{\mathrm{LT}} = \frac{49,274 \times \sqrt{1}}{86,76} = \mathbf{0,57}$$

3.6.2 - Conclusion

$0,57 > 0,4 \quad \longrightarrow \quad$ **Donc il y a risque de déversement**

3.7 - Calcul du Moment Résistant au Déversement $\mathrm{M_{b,rd}}$

3.7.1 1. Calcul du paramètre ϕ_{LT}

Le paramètre ϕ_{LT} est déterminé par la formule suivante

[

En prenant $\alpha_{\mathrm{LT}} = 0,21$ (correspondant aux profilés laminés) $\bar{\lambda}_{\mathrm{LT}} = 0,57$

$$\phi_{\mathrm{LT}} = 0,5\left[1 + 0,21 \times (0,57 - 0,2) + 0,57^2\right]$$

$$\boldsymbol{\phi_{\mathrm{LT}} = 0,7}$$

3.7.2 - Calcul du coefficient de réduction χ_{LT}

Le coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} est calculé comme suit

$$\chi_{\mathrm{LT}} = \frac{1}{\phi_{\mathrm{LT}} + \sqrt{\phi_{\mathrm{LT}}^2 - \bar{\lambda}_{\mathrm{LT}}^2}}$$

$$\chi_{\mathrm{LT}} = \frac{1}{0,7 + \sqrt{0,7^2 - 0,57^2}}$$

$$\boldsymbol{\chi_{\mathrm{LT}} = 0,9}$$

3.7.3 Calcul du moment résistant final $\mathrm{M_{b,rd}}$

$$\mathrm{M_{b,rd}} = \chi_{\mathrm{LT}} \times \beta_{\mathrm{w}} \times \mathrm{W_{pl,y}} \times \frac{\mathrm{f_y}}{\gamma_{\mathrm{M1}}}$$

$$\mathrm{M_{b,rd}} = 0,9 \times 1 \times 88,34 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}$$

$$\mathrm{M_{b,rd}} = 19876500 \text{ N.mm}$$

$$\mathbf{M_{b,rd}} = \mathbf{19,87} \text{ kN.m}$$

On compare la résistance calculée au moment sollicitant $\mathrm{M_{y,sd}} = 12,3$ kN.m

$$\mathrm{M_{b,rd}} = 19,87 \text{ kN.m} > \mathrm{M_{y,sd}} = 12,3 \text{ kN.m}$$

$$\longrightarrow \text{ (C.V)}$$

Pas de risque de déversement. [3]

Chapitre 4

Étude D'escalier

4.1 Introduction

-Les escaliers métalliques sont des ouvrages réalisés principalement en acier et destines a assurer la circulation verticale différent niveaux d'un bâtiment .
-Il est composé de
les limons : sont les éléments porteurs principaux de l'escalier il supportent les marches et transmettent les charges aux appuis[2] .

Les marches : sont les surfaces sur les quelles on pose les pieds.

Les paliers : sont des plateformes horizontales placées entre deux volées ; pour faciliter la circulation.
Les gardes corps : ils assurent la protection contre les chute.

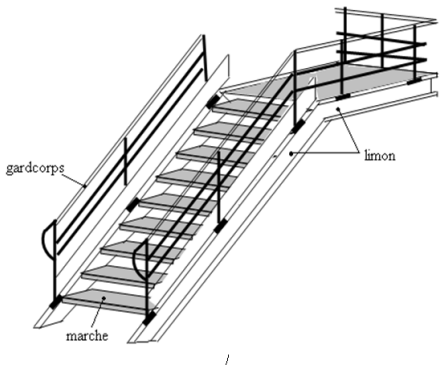


FIG. 4.1 : Vue d'escalier

4.2 Prédimensionnement

Dimensionnement de l'escalier

Paramètre	**Valeur**
H de RDC	4,5 m
Hauteur de la marche	$16{,}5 \leq \mathrm{H} \leq 18{,}5$ cm
Largeur de la marche (giron)	$27 \leq \mathrm{G} \leq 30$ cm
Formule de Blondel	$60 \leq 2\mathrm{H} + \mathrm{G} \leq 66$ cm
Nombre de volées (RDC)	2 volées
$\mathrm{H}' = \dfrac{\mathrm{h}}{2} = \dfrac{4{,}5}{2}$	$\boxed{225 \text{ cm}}$
$\mathrm{h}' = \dfrac{\mathrm{h}}{2} = \dfrac{350}{2}$ (autres étages)	$\boxed{175 \text{ cm}}$
Largeur du volée	$\mathrm{L} = 117$ cm
Hauteur de marche adoptée	$\mathrm{H} = 17{,}3$ cm
$\mathrm{G} = \dfrac{\mathrm{h}}{\mathrm{n}} = \dfrac{450}{17{,}3} = 26{,}01$	$\boxed{26 \text{ Marches}}$
$\mathrm{G} = \dfrac{360}{13}$ (largeur d'une marche)	$\boxed{30 \text{ cm}}$
$\tan\alpha = \dfrac{\mathrm{h}}{\mathrm{g}} = \dfrac{17{,}3}{28}$	$\boxed{\alpha = 31{,}7^\circ}$
Vérification de Blondel	
$60 \leq 2\mathrm{H} + \mathrm{G} \leq 66$ cm	$60 \leq 2(17{,}3) + 30 \leq 66$
$60 \leq 64{,}6 \leq 66$ cm	**Vérifiée ✓**

Tab. 4.1 : Dimensionnement de l'escalier

4.3 Dimensionnement des supports de la marche

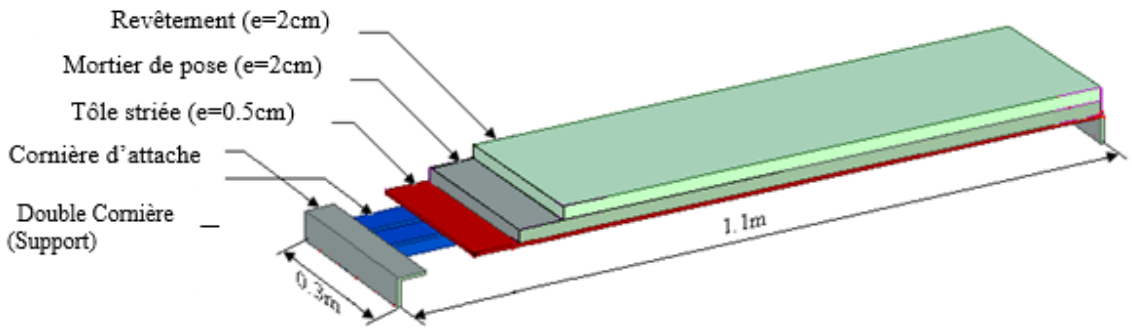


FIG. 4.2 : élément constructif de la marche

L = 1, 170m

-Larguer de marche= 0,3 m

4.3.1 Évaluation des charges et surcharges

Évaluation des charges et surcharges

Désignation	**Valeur**
Largeur de marche	0,3 m
Charges permanentes	
Tôle striée (5 mm)	$G_1 = 0{,}45$ kN/m²
Mortier de pose (20 mm)	$G_2 = 0{,}4$ kN/m²
Revêtements carrelage	$G_3 = 0{,}6$ kN/m²
Poids double cornière 45454,5	$G_4 = 0{,}06$ kN/m
$G = (G_1 + G_2 + G_3)g + G_4$	—
Charge d'exploitation	
P	2,5 kN/m²
$Q = P \times g = 2{,}5 \times 0{,}3$	$\boxed{0{,}75 \text{ kN/m}}$

TAB. 4.2 : Évaluation des charges et surcharges de l'escalier

4.3.2 Combinaison des charges

État	Formule	Valeur
ELU	$q_u = 1.35G + 1.5Q$	1.793 kN/m
ELS	$q_s = G + Q$	1.245 kN/m

TAB. 4.3 : Combinaison des charges à l'ELU et l'ELS

ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = \boxed{1.793\,kN/m}$$

ELS

$$q_s = G + Q = \boxed{1.245\,kN/m}$$

4.3.2.1 Vérification de la fléche

Il faut vérifie la condition

$f_y = \frac{5q_s l^4}{384EI_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$

$I_y = 7,15cm^4$

$f_y = \frac{5\times1,245\times(1170)^4}{384\times2,1\times(10)^5\times(7,15\times(10)^4)\times2} = \boxed{1,01\ mm}/2 = \boxed{0,05mm}$

$f_{adm} = \frac{1170}{300} = \boxed{3,9mm}$

$0,505 \leq 3,9 \longrightarrow$la fléché est vérifiée

4.3.2.2 Vérification à la résistance

ELU

$M_{sd} \leq M_{pl.rd}$

$$M_{y,sd} = \frac{q_{uz}\cdot L^2}{8} = \frac{1,73\times1,17^2}{8} = 0,307\ KN.m = \boxed{0,307\ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \boxed{0{,}55 \text{ KN.m}}$$

$0,307 \leq 0,55$
-donc la condition de résistance est vérifiée

4.3.2.3 Vérification à effort tranchant

$V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{z,sd} = \mathbf{1,049} \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \boxed{56{,}21 \text{ kn}}$$

$1,049 \leq 56,21 \longrightarrow$ CV

- La cornière $(45 \times 45 \times 4,5)$ et adopté comme support de marche (double cornière)

4.4 Dimensionnement de limon

en suppose que le profilé (UPN 140) convient comme un limon

- L = 3.8m
- $I_y = 605$cm
- $W_y = 86.4\text{cm}^4$
- $A = 20.4\text{cm}^2$

4.4.1 Évaluation des charges

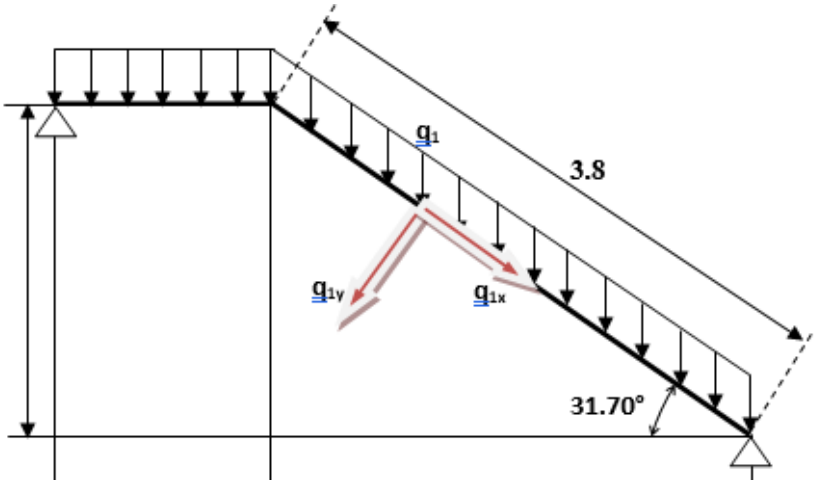


FIG. 4.3 : Dimension de limon

4.4.1.1 -Les charges permanentes

Élément	**Calcul**	**Valeur (kN/m)**
La tôle (G_1)	$\frac{1}{2}$(0.45x1.17)	0.263
La marche (G_2)	$\frac{1}{2}$(0.4×1.17)	0.234
Le revêtement (G_3)	$\frac{1}{2}$(0.6×1.17)	0.351
Support de marche (G_4)	$\frac{1}{2}$(0.03×1.17×12)/3.8	0.055
Poids UPN 140 (G_5)	—	0.160
Total Charge Permanente (G)	$0.263 + 0.234 + 0.351 + 0.055 + 0.16$	**1.063**
Charge d'exploitation (Q)	2.5×1.17	**2.925**

TAB. 4.4 : Calcul des charges permanentes et d'exploitation

ELS

$1.063 + 2.925 = \boxed{3.988\text{kn/ml}}$

4.4.2 La vérification de la fléche

$$\frac{5Q_1 \cos\alpha L^4}{384EI_y} = \boxed{7.\ 25\text{mm}} \leq \frac{L}{300} = \frac{3800}{300} = \boxed{12.66\text{mm}}$$

$Q_s = 3.988\text{kn/ml}$

$Q_{sx} = Q_s \times \sin\alpha = \boxed{2.095\text{kn/ml}}$

$Q_{sy} = Q_s \times \cos\alpha = \boxed{3.393\ \text{kn/ml}}$

$7.25 < 12.66\text{mm} \longrightarrow \text{CV}$

4.4.3 La résistance

M_{sd}[1] $\leq M_{pl.rd}$

$M_{sd} = \frac{Q_u \times \cos\alpha \times L^4}{8} = \boxed{8{,}93\text{kn.m}}$

$M_{rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_0} = \boxed{25{,}25\text{KN.M}}$

4.4.4 Vérification à la compression

N_{sd}[2] $\leq N_{rd}$

$$N_{rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2040 \times 275}{1.1} \times 10^{-3} = 510\ \text{kN}$$

$$N_{sd} = q_n \cdot S_{max} \cdot L = 5.823 \times 0.53 \times 3.8 = 11.73\ \text{kN}$$

Vérification

$$11.73\ \text{kN} < 510\ \text{kN} \longrightarrow \text{CV (Condition Vérifiée)}$$

[1] 5.17-ec3-page 156

[2] 5.17-ec3-page 156

4.4.5 Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : $V_{sd} \leqslant V_{pl,rd}$

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

Calcul de l'aire de cisaillement A_v

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + r)t_f = 2040 - 2(60\times10) + (7+10)\times10 = 1010 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1010\times275\times10^{-3}}{1.1\sqrt{3}} = 145.78 \text{ kN}$$

Calcul de l'effort tranchant de calcul V_{sd}

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{5.823\times3.8}{2} = 11.06 \text{ kN}$$

Vérification

$$11.06 \text{ kN} < 145.78 \text{ kN} \longrightarrow \text{CV (Condition Vérifiée)}$$

4.5 Dimensionnement du palier de repos

4.5.1 Calcul de la solive de palier de repos

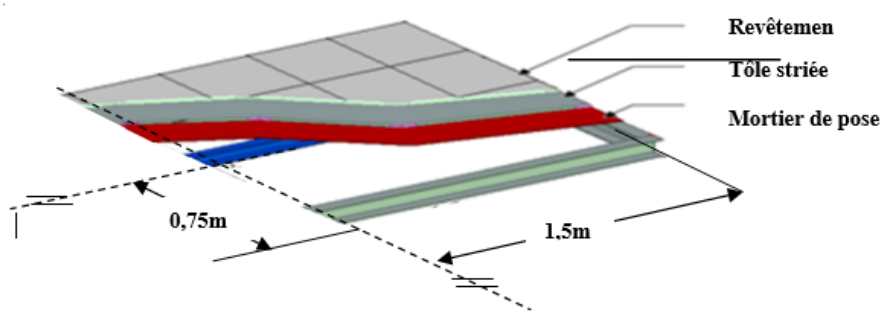


FIG. 4.4 : Eléments constructifs du Palier de repos

4.5.1.1 Évaluation des charges

a) Charges permanentes (G)

- La tôle l épanouie (e = 5 mm) $\longrightarrow G_1 = 0,785$ kN/m^2
- Le mortier lde pose $\longrightarrow G_2 = 0,4$ kN/m^2
- Le revêtement $\longrightarrow G_3 = 0,6$ kN/m^2

$$G_T = 0,785 + 0,4 + 0,6 = 1,785 \text{ kN/m}^2$$

Poids propre de la solive (IPE 120 estimé) $\longrightarrow G_4 = 0,104$ kN/m

$$G = G_T \times 0,75 + G_4 = 1,785 \times 0,75 + 0,104 = 1,442 \text{ kN/m}$$

b) Charges d'exploitation (q)

$$q = 2,5 \text{ kN/m}^2 \longrightarrow p = 2,5 \times 0,75 = 1,875 \text{ kN/m}$$

2. Combinaison des charges

4.5.1.2 État Limite Ultime (ELU)

$$1,35 \times G + 1,5 \times p = 1,35 \times 1,442 + 1,5 \times 1,875 = 4,76 \text{ kN/m}$$

4.5.1.3 État Limite de Service (ELS)

$$G + p = 1,442 + 1,875 = 3,317 \text{ kN/m}$$

4.6 Vérification de la solive (IPE 100)

4.6.1 Vérification à la flèche

On doit vérifier que : $f_y \leqslant f_{adm}$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{3000}{300} = 10 \text{ mm}$$

$$f_y = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \implies I_y = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot f_{adm}}$$

$$I_y = \frac{5{\times}3,317{\times}3000^4{\times}10}{384{\times}2,1{\times}10^5{\times}10} = 166,5 \text{ cm}^4$$

D'après le catalogue l des profilés laminés, on adopte un **IPE 100** ($I_y = 171$ cm^4).

Vérification

$$f_y = \frac{5{\times}3,295{\times}3000^4}{384{\times}2,1{\times}10^5{\times}171 \times 10^4} = 9,67 \text{ mm}$$

$$9,67 \text{ mm} < 10 \text{ mm} \longrightarrow \text{CV}$$

4.6.2 Vérification de la résistance (Moment fléchissant)

$$M_{y,sd} \leqslant M_{pl,rd}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{4,73{\times}3^2}{8} = 5,321 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{39,4{\times}275}{1,1}{\times}10^{-3} = 9,85 \text{ kN.m}$$

Vérification

$$5,321 \text{ kN.m} < 9,85 \text{ kN.m} \longrightarrow \text{CV}$$

On adopte l'définitivement un **IPE 100** comme solive de palier de repos.

4.6.3 Vérification au cisaillement

$$V_{sd} \leqslant V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{4,73 \times 3}{2} = 7,095 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{466,27 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1\sqrt{3}} = 67,30 \text{ kN}$$

Vérification

$$7,095 \text{ kN} < 67,30 \text{ kN} \longrightarrow \text{CV}$$

4.7 Calcul de la poutre d'appui des limons

4.7.1 Évaluation des charges

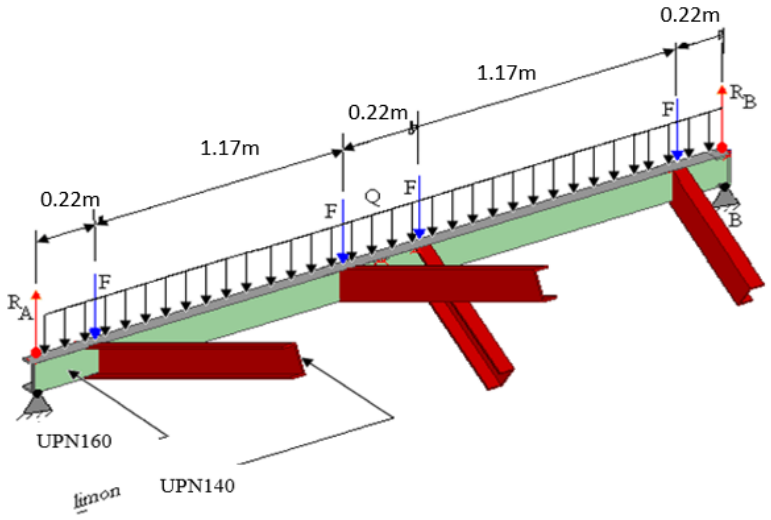


FIG. 4.5 : : Distribution des charges sur la poutre porteuse

Charges par éléments

Désignation	**Valeur**
Charges par éléments	
Pour les marches	$G_m = 0{,}465$ kN/m
Pour le palier de repos (valeur supposée)	$G_{PR} = 1{,}420$ kN/m
Détail des charges du palier (G_p)	
Dalle en béton (ep = 10 cm)	$G_1 = 2{,}5$ kN/m^2
Poids de TN 40	$G_2 = 0{,}12$ kN/m^2
Mortier de pose (2 cm)	$G_3 = 0{,}4$ kN/m^2
Revêtement carrelage	$G_4 = 0{,}6$ kN/m^2
$G_p = 2{,}5 + 0{,}12 + 0{,}4 + 0{,}6$	3,62 kN/m^2
Poids propre des profilés	
Poids de limon UPN 140	G = 0,16 kN/m

TAB. 4.5 : Charges par éléments

4.7.1.1 Poids propre des profilés

- Le poids de limon **UPN 140** $\longrightarrow$ G = 0, 16 kN/m

4.7.2 Charges permanentes

-Charges reparties (palier) =G = $3,62 \times 0,66 =$ $\boxed{2{,}39\text{kn/m}}$

Charge ponctuelle

- les quatre l limons l sont assembles lavec la poutre par porteuse dans lquatre points ,cette poutre l supporte dans chaque lpoints d'assemblage lune charge l ponctuelle f =$\frac{1}{4}$ du poids propre de volée.

4.7.3 Le poids propre de volée G

- $G_1 = 0,96$ kN/m
- $G_2 = 6,1074$ kN
- $G_3 = 0,842$ kN

$$G_{\text{total}} = 0,96 + 6,107 + 0,842 = 7,909 \text{ kN}$$

Charge ponctuelle due au poids propre (F_1)

$$F_1 = \frac{7,909}{4} = 1,97 \text{ kN}$$

4.7.4 Charge d'exploitation Q

- Charge répartie q = $2,5 \times 0,66 = 1,65$ kN/m
- Charge ponctuelle (F_2) :

$$F_2 = \frac{2,5 \times 3,8 \times 1,17}{4} = 2,78 \text{ kN}$$

4.7.5 . Combinaisons des charges

Combinaisons de charges

État	**Type**	**Résultat**
ELS		
Charge répartie (q_1)	$q_1 = G + Q = 1{,}117 + 1{,}65$	2,767 kN/m
Charge ponctuelle (F)	$F = F_1 + F_2 = 1{,}97 + 2{,}78$	4,75 kN
ELU - Charge pondérée		
Charge répartie (q_2)	$q_2 = 1{,}35G + 1{,}5Q$	3,983 kN/m
Charge ponctuelle (F')	$F' = 1{,}35F_1 + 1{,}5F_2$	6,830 kN

Tab. 4.6 : Combinaisons de charges ELS et ELU

4.7.6 Vérification de la fléche

-On a quatre la charge l ponctuelle est des charges l reparties sur la poutre (on suppose UPN 160) pour calcule la fléché on utilise l lle théorème de l superposition qui annonce que la flèche due au chacune l de ces charges,dépares l l'aide de RDM , la flèche au milieu de lla poutre ,due a une charge ponctuelle F appliques a une distance a de l'extrémité de la poutre .

4.8 Calcul de la Flèche

$$f = \frac{F \times a}{48EI_y}(3L^2 - 4a^2)$$

Avec

$$f_1 = \frac{F \times a_1}{48EI_y}(3L^2 - 4a_1^2) \qquad f_2 = \frac{F \times a_2}{48EI_y}(3L^2 - 4a_2^2)$$
$$f_3 = \frac{F \times a_3}{48EI_y}(3L^2 - 4a_3^2) \qquad f_4 = \frac{F \times a_4}{48EI_y}(3L^2 - 4a_4^2)$$

Les distances a sont

- $a_1 = 0,22\,\text{m}$

- $a_2 = 0,22 + 1,17 = 1,39\,\text{m}$
- $a_3 = 1,61\,\text{m}$
- $a_4 = 2,78\,\text{m}$

$$f_4 = f_1 = \frac{4,75\times220}{48\times2,1\times10^5\times925\times10^4}(3\times3000^2 - 4\times220^2)$$

$$\boxed{f_1 = 0,3\,\text{mm}}$$

$$f_3 = f_2 = \frac{4,75\times1390}{48\times2,1\times10^5\times925\times10^4}(3\times3000^2 - 4\times1390^2)$$

$$\boxed{f_2 = 1,36\,\text{mm}}$$

4.9 Vérification de la Flèche et de la Résistance

4.9.1 la flèche due aux charge reparties

$$f_5 = \frac{5\cdot q_s\cdot L^4}{384EI_y} = \frac{5\times2,767\times3000^4}{384\times2,1\times10^5\times925\times10^4} = \mathbf{1,50}\,\text{mm}$$

4.9.2 la fléche totale

$$f = 2f_1 + 2f_2 + f_5 = 2\times0,3 + 2\times1,36 + 1,50 = \mathbf{4,82}\,\text{mm}$$

Vérification

$$f = 4,8 \leq \frac{L}{300} = \frac{3000}{300} = 10\,\text{mm} \implies \textbf{CV}$$

3. Calcul de la résistance ($M_{sd} \leq M_{rd}$)

4.9.2.1 Calcul du moment max

Les réactions aux appuis $R_A = R_B$

$$R_A = R_B = \frac{q_z\cdot L + 4\cdot F'}{2} = \frac{3,983\times3 + 4\times6,830}{2} = \mathbf{19,63}\,\text{kN}$$

M_{max}

$$
\begin{aligned}
M_{max} &= R_A \cdot \frac{L}{2} - q_z \cdot \frac{L^2}{8} - F'(L - a_1 - a_2) \\
&= 19,63 \times \frac{3}{2} - 3,983 \times \frac{3^2}{8} - 6,830(3 - 0,22 - 1,39) \\
\mathbf{M_{max}} &= \mathbf{15,47}\,\text{kN.m}
\end{aligned}
$$

4.9.2.2 Moment résistant (M_{rd})

$$M_{rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{M0}} = \frac{275 \times 10^{-3} \times 138}{1,1} = \mathbf{34,5}\,\text{kN.m}$$

4.10 Conclusion

- Support de marche (45x45x4.5)

- Limon UPN 140

- Palier de repos IPE 100

- La poutre porteuse UPN 160

Chapitre 5

Étude du plancher mixte

-Un plancher mixte est composé d'une couche en béton arme ou précontraint connecte aux semelles supérieures des solives par des éléments de liaison appeles connecteurs dont le vole est de vendre solidaire les solives en acier de la dalle de béton evitant tout glissement relatif**<empty citation>** .

- Les calculs sont faite selon .

-Eurocode4 conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton 1994.

- Régles de calcul aux ELU/ ELS.

-Exigences de durabilité.

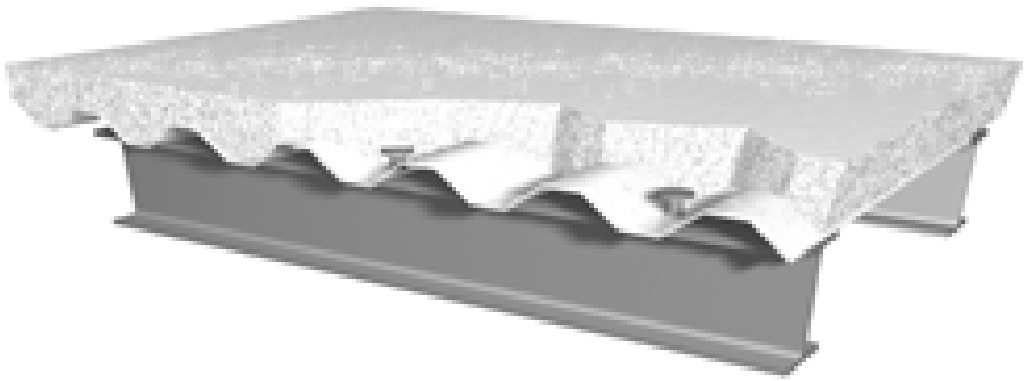


FIG. 5.1 : : Plancher mixte

5.1 Disposition des solives

-Pour un trame de (6 m ,5m) ,les poutrelles sont disposées dans chaque trame de 4 solives avec :

-La distance entre les solive est d = 1m

-La longer de solive est L = 5m

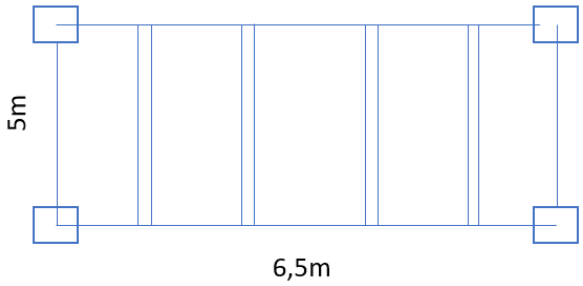


FIG. 5.2 : disposition des solives dans la dalle

d = 1m

l = 6m

5.1.1 Caractéristiques des éléments constructif

Caractéristiques des éléments constructifs

Désignation	**Valeur**
L'acier (IPE)	
Module de Young	$E_a = 21 \times 10^4$ MPA
Limite élastique de traction	$F_y = 275$ MPA
Limite élastique de cisaillement	$\tau_e = 0{,}58 f_y = 159{,}5$ MPA
Le béton (C 25/30, e = 10 cm)	
Résistance de compression	$f_{c28} = 25$ MPa
Masse volumique	$\delta = 25$ MPA
Module d'élasticité	$E_b = 14000$ MPA
Coefficient de retrait	$\epsilon = 2 \times 10^{-4}$
Coefficient d'équivalence acier/béton	$n = \frac{E_{acier}}{E_{bton}} = 15$

TAB. 5.1 : Caractéristiques des éléments constructifs

5.1.2 Vérification, au stade de montage

-On va choisir IPE 200 comme solives

-les caractéristiques sont

TAB. 5.2 : Caractéristiques du profilé IPE 200

h(mm)	b(mm)	t_w(mm)	t_f(mm)	r(mm)	d(mm)	A(cm^2)	P(daN/m)	I_y(cm^4)	$W_{el,y}$(cm^3)
200	100	5.6	8.5	12	159	28.5	22.4	1943.2	194.3

i_y(cm)	$W_{pl,y}$(cm^3)	I_z(cm^4)	$W_{el,z}$(cm^3)	i_z(cm)	$W_{pl,z}$(cm^3)
8.26	220.6	142.3	28.46	2.24	44.6

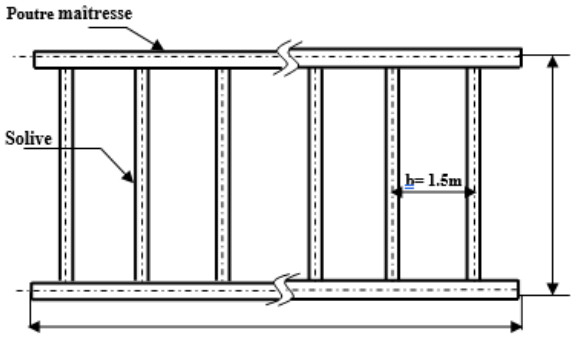


FIG. 5.3 : Eléments constructifs du plancher mixte

Évaluation des charges

1. Les charges permanentes (G)

Les charges permanentes (G)

Désignation	**Valeur**
Poids de la dalle en béton	$G_1 = 25 \times 0{,}1 = 2{,}5$ kN/m²
Poids de la tôle TN40 + accessoires	$G_2 = 0{,}147$ kN/m²
Poids de treillis soudés	$G_3 = 0{,}01$ kN/m²
Poids propre de la solive IPE 200	$P = 0{,}224$ kN/ml
$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + P$	—
$G = (2{,}5 + 0{,}147 + 0{,}01) \times 1 + 0{,}224$	**2,88 kN/ml**

TAB. 5.3 : Les charges permanentes (G)

2. Les charges variables (Q)

-Prévoir charge d'exploitation de 200 ou 250kg/m^2 c'est la charge des ouvriers qui sont fait le coulage de plancher .

5.1.3 Combinaison des charges

5.1.3.1 ELU :

$1.35\mathrm{G} + 1.5\mathrm{Q} = 1.35 \times 2.88 + 1.5 \times 2 = 6,89\mathrm{kn/m}$

ELS :

$\mathrm{G} + \mathrm{Q} = 2.88 + 2 = 4.88\mathrm{kn/m}$

5.1.4 Vérification de la flèche

- On vérifiée la condition suivante

$$\mathrm{F} = \frac{5 \times \mathrm{q_s} \mathrm{L}^4}{385 \mathrm{EIy}} \leq \frac{\mathrm{l}}{250} = \mathrm{F_{adm}}$$

$$\mathrm{F} = 9.73\mathrm{mm} < \frac{5000}{250} = 20\mathrm{mm}$$

$\longrightarrow$donc la flèche est vérifiée .

5.1.5 Vérification de cisaillement

$$\mathrm{V_{sd}} \leq \mathrm{V_{pl,rd}}$$

$$\mathrm{V_{sd}} = \frac{\mathrm{q_u} \times \mathrm{L}}{2} = \frac{6.89 \times 5}{2} = \mathbf{17,225}\,\mathrm{kN}$$

$$\mathrm{V_{pl,Rd}} = \frac{\mathrm{A_v} \cdot \mathrm{f_y}}{\gamma_{\mathrm{M0}} \cdot \sqrt{3}}$$

$$\mathrm{A_v} = \mathrm{A} - 2 \cdot \mathrm{b} \cdot \mathrm{t_f} + (\mathrm{t_w} + 2 \cdot \mathrm{r}) \cdot \mathrm{t_f}$$

$$\mathrm{A_v} = 2850 - 2 \times 100 \times 8.5 + (5.6 + 2 \times 12) \times 8.5 = \mathbf{1401.6}\,\mathrm{mm^2}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{1401.6 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1 \times \sqrt{3}} = \mathbf{202.30}\,\text{kN}$$

$$V_{sd} < V_{pl,Rd} \longrightarrow \mathbf{CV}$$

5.2 Vérification au résistance

Condition :

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

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.89 \times 5^2}{8} = \mathbf{21.53}\,\text{kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{220.6 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = \mathbf{55.15}\,\text{kN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} \longrightarrow \mathbf{CV}$$

5.3 Vérification au Stade finale (après durcissement)

5.3.1 Évaluation des charges permanentes (G)

Les charges permanentes (G)

Désignation	**Valeur**
Poids dalle béton	$G_1 = 2{,}5$ kN/m²
Poids TN40 + acc	$G_2 = 0{,}15$ kN/m²
Poids propre IPE 200	$G_3 = 0{,}224$ kN/ml
Revêtements (carrelage+sable+mortier)	$G_4 = 1{,}2$ kN/m²
Faux plafond	$G_5 = 0{,}2$ kN/m²
Cloison	$G_6 = 1$ kN/m²
Enduit en mortier	$G_7 = 0{,}1$ kN/m²
$G = (G_1+G_2+G_4+G_5)\cdot d+(G_6+G_7)\cdot h+G_3$	—
$G = (2{,}5 + 0{,}15 + 1{,}2 + 0{,}2) \cdot 1 + (1 + 0{,}1) \cdot 3{,}5 + 0{,}224$	**8,124 kN/ml**

Tab. 5.4 : Les charges permanentes (G)

5.3.2 Les charges variables (Q)

$$Q = q \times d = 2.5 \times 1 = \mathbf{2.5}\,\text{kN/ml}$$

5.3.3 combinaison des charges

5.3.3.1 ELU

$1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.124 + 1.5 \times 2.5 = \boxed{14.72\text{kn/m}}$

-Après le durcissement du béton , l'inertie de la dalle I_b participe avec l'inertie I_A ce qui donne une I_1

5.3.4 ELS

$$G + Q = 8.124 + 2.5 = \boxed{10.624\ \text{kn/m}}$$

5.3.5 calcul de larguer efficace de béton

$B_{eff} = \min(2 \times \frac{l_0}{8}, b)$ avec $l_0 = 5\text{m}$ et $b = 1\text{m}$
donc :

$$B_{eff} = \min(2\frac{5}{8}; 1) = \boxed{1\ \text{m}}$$

5.3.6 la position de laxe neutre

$d = \frac{b_{eff} \times t}{n} \times \frac{t+h}{2S}$

$S = 28.5 + \frac{100 \times 10}{15} = 95.17\text{cm}^2$

$d = \frac{100 \times 10}{15} \times \frac{10+20}{2 \times 95.17} = 9.51\text{cm}^2 \leq \frac{h}{2} = 10\text{cm}$

- laxe neutre est situé dans la semelle d'acier

5.3.7 L'inertie de l'ensemble poutre dalle

- Le moment d'inertie de la section mixte par rapport a l'axe neutre (Δ)est

$$I_\Delta = I_A + A \cdot d^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{b_{eff} \cdot t}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

et :

$$I_B = \frac{b_{eff} \cdot t^3}{12} = \frac{100 \times 10^3}{12} = \boxed{8333.33 \text{ cm}^4}$$

donc :

$$I_\Delta = 1943 + 28.5 \times (9.51)^2 + \frac{8333.33}{15} + \frac{100 \times 10}{15} \left(\frac{10+20}{2} - 9.74 \right)^2$$

$$I_\Delta = \boxed{5277.032 \text{ cm}^4}$$

5.3.8 Calcul des contraintes de flexion simple

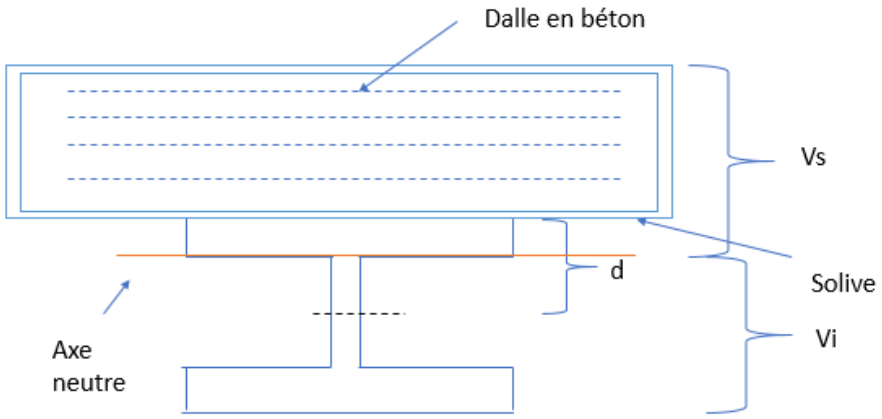


FIG. 5.4 : position de l'axe neutre donne la dalle

- **Contrainte dans la poutre d'acier**
- **Semelle inf (traction)**

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{max}}{I_\Delta} \cdot V_i \quad \text{avec } V_i = \frac{h}{2} + d = \frac{20}{2} + 9.51 = \boxed{19.51 \text{ cm}}$$

- **Moment fléchissant max**

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{14.72 \times 5^2}{8} = \boxed{46 \text{ kN.m}}$$

$$\sigma_{ai} = \frac{46 \times 10^3}{5277.032 \times 10^4} \times 19.51 \times 10 = \boxed{0.170 \text{ kN/mm}^2}$$

- **Semelle sup (compression)**

$$\sigma_{as} = \frac{M_{max}}{I_\Delta}(V_s - t)$$

Position de la fibre supérieure (V_s)

$$V_s = \frac{h}{2} + (t - d) = \frac{20}{2} + (10 - 9.51) = \boxed{10.49 \text{ cm}}$$

Contrainte dans la semelle supérieure (σ_{as})

$$\sigma_{as} = \frac{46 \times 10^3}{5277.03 \times 10^4} \times (10.49 - 10) \times 10$$
$$\sigma_{as} = \boxed{0.0042 \text{ kN/mm}^2}$$

5.4 Les contraintes dans la dalle en béton

- **Fibre Supérieure (Compression)**

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{max}}{n \cdot I_\Delta} \cdot V_s$$
$$= \frac{46 \times 10^3}{15 \times 5277.03 \times 10^4} \times (10.49 \times 10) = \boxed{0.0060 \text{ kN/mm}^2}$$

- **Fibre Inférieure (Compression)**

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{max}}{n \cdot I_\Delta}(V_s - t)$$
$$= \frac{46 \times 10^3}{15 \times 5277.03 \times 10^4} \times (10.40 - 10) \times 10$$
$$= \boxed{0.00028 \text{ kN/mm}^2}$$

5.4.1 Vérification au cisaillement

$$\tau \leqslant \tau_e$$

L'effort tranchant maximal (V_{sd}) est donné par

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \boxed{36.8 \text{ kN}}$$

La contrainte de cisaillement (τ) est

$$\tau = \frac{V}{h \cdot t_w} = \boxed{0.032 \text{ kN/mm}^2}$$

$$\text{donc : } \tau = 0.032 < 0.58 f_y = 0.159 \text{ kN/mm}^2 \quad \Longrightarrow \textbf{CV}$$

5.4.2 Vérification au diversement

$$M_{brd} > M_{ysd}$$

Calcul du moment résistant au déversement ($M_{b,rd}$)

La formule est définie par

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $\beta_w = 1 \quad \longrightarrow \quad$ Section classe 1
- $C_1 = 1,132 \quad$ (charge uniforme)
- $\boxed{137}$

Calcul de l'élancement (λ_{LT})

La formule de l'élancement est donnée par

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

$$\lambda_{\mathrm{LT}} = \frac{137 \times \sqrt{1}}{86.76} = \boxed{1.58}$$

$1.58 > 0.4 \longrightarrow$ Y'a risque de déversement

calcul de $\mathrm{M_{brd}}$

$$\phi_{\mathrm{LT}} = \boxed{1.89}$$

$$\mathrm{chi_{LT}} = \frac{1}{\phi_{\mathrm{LT}} + \sqrt{\phi^2_{\mathrm{LT}} - \bar{\lambda}^2_{\mathrm{LT}}}} = \boxed{0.34}$$

$$\mathrm{M_{brd}} = 49.63\mathrm{kn} > 21.53\mathrm{KN.M} \longrightarrow \mathrm{CV}$$

5.4.3 Vérification à la flèche

La flèche maximale (f) **est calculée par la formule**

$$\mathrm{f} = \frac{5 \cdot \mathrm{q_s} \cdot \mathrm{l}^4}{384 \cdot \mathrm{E} \cdot \mathrm{I}_\Delta}$$

$$\mathrm{f} = \frac{5 \times 10.62 \times 10^{-3} \times (5)^4 \times 10^2}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 5277.03 \times 10^{-8}}$$

$\mathrm{f} =$ **0.780** cm

$$\mathrm{f} = 0.78 \text{ cm} < \frac{\mathrm{l}}{250} = \frac{500}{250} = \mathbf{2} \text{ cm} \quad \Longrightarrow \mathbf{CV}$$

5.5 Contraintes additionnelles de retrait

-Après le coulage de la dalle , le béton en durcissement devrait accompagner d'un relation (raccourcissement ϵ).

-L'effet de retrait peut en outre , se cumuler avec l'effort d'un abaissement de température e, ces effets provoquent.

-Un raccourcissement ϵ_{a} de la poutre acier.

-Un allongementϵ_{b} de la dalle en béton .

$$K = \frac{A_c \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A_a}{n \cdot I_a \cdot A_a + A_c \cdot I_a + A_c \cdot A_a \cdot \beta^2}$$

Avec : $\beta = \frac{h+t}{2} = \frac{20+10}{2} = \boxed{15 \text{ cm}}$

$$K = \frac{(100 \times 10) \times 21000 \times 2 \times 10^{-4} \times 15 \times 28.5}{15 \times 1943 \times 28.5 + (100 \times 10) \times 1943 + (100 \times 10) \times 28.5 \times 15^2}$$

$$K = \boxed{0.197 \text{ kN/cm}^3} \longrightarrow \mathbf{0.197} \text{ N/mm}^\mathbf{3}$$

- $Z_1 = \frac{h}{2} + \alpha \quad$ avec $\quad \alpha = \frac{I_a}{A_a \cdot \beta} = \frac{1943}{28.5 \times 15} = \boxed{4.55 \text{ cm}}$
- $Z_1 = \frac{20}{2} + 4.55 = \boxed{14.55 \text{ cm}}$
- $Z_2 = Z_1 + t = 14.55 + 10 = \boxed{24.55 \text{ cm}}$

Valeur de référence : $E_a \cdot \varepsilon = 21000 \times 2 \times 10^{-4} = \boxed{4.2 \text{ kN/mm}^2}$

5.5.1 Les valeurs des contraintes

Dans l'acier

- **Semelle inf (traction)**

$$\sigma_{ai} = K(h - Z_1) = 0.197 \times (200 - 145.5) = \mathbf{10.74} \text{ N/mm}^\mathbf{2}$$
$$\sigma_{ai} = \boxed{10.74 \times 10^{-3} \text{ kN/mm}^2}$$

- **Semelle sup (comp)**

$$\sigma_{as} = K \cdot Z_1 = 0.197 \times 145.5 = \mathbf{28.66} \text{ N/mm}^\mathbf{2}$$
$$\sigma_{as} = \boxed{28.66 \times 10^{-3} \text{ kN/mm}^2}$$

Dans le béton

- **Fibre inf**

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n}(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Z_1) = \frac{1}{15}(4.2 - 28.66)$$
$$\sigma_{bi} = \boxed{0.889 \times 10^{-3} \text{ kN/mm}^2} \quad \text{(compression)}$$

5.5.2 Fibre Supérieure (Béton)

$$\sigma_{\text{bs}} = \frac{1}{\text{n}}(\text{E}_{\text{as}} - \text{K} \cdot \text{Z}_2) = \frac{1}{15}(4.2 - 0.197 \times 245.5)$$
$$\sigma_{\text{bs}} = \boxed{-0.42 \times 10^{-3}\ \text{kN/mm}^2} \quad \longrightarrow \text{Traction}$$

5.5.3 Contraintes Finales

1. Dans l'acier

- **Semelle inf (Traction)**

$$\sigma_{\text{ai}} = 98.33 + 10.74 = \mathbf{109.07}\ \text{N/mm}^{\mathbf{2}} < \text{f}_{\text{y}} = 275\ \text{N/mm}^2 \quad \text{(Vérifié)}$$

- **Semelle sup (Compression)**

$$\sigma_{\text{as}} = 2.2 + 28.66 = \mathbf{30.86}\ \text{N/mm}^{\mathbf{2}} < \text{f}_{\text{y}} = 275\ \text{N/mm}^2 \quad \text{(Vérifié)}$$

2. Dans le béton

- **Fibre inf (Compression)**

$$\sigma_{\text{bi}} = 0.14 + 0.889 = \mathbf{1.029}\ \text{N/mm}^{\mathbf{2}} < 0.6\text{f}_{\text{ck}} = 15\ \text{N/mm}^2 \quad \text{(Vérifié)}$$

- **Fibre sup (Compression)**

$$\sigma_{\text{bs}} = 5.8 - 0.42 = \mathbf{5.38}\ \text{N/mm}^{\mathbf{2}} < 15\ \text{N/mm}^2 \quad \text{(Vérifié)}$$

5.6 -Calcul et dimensionnement des connecteurs

-Lorsque la poutre mixte est soumise aux actions est un glissement apparut entrer l'acier e le béton , pour éviter cela on utilise des connecteurs .

5.6.1 Choix des connecteurs

-En utilise un connecteur de diamètre 20mm est H = 85mm .

5.6.1.1 calcul de nombre de goujons

-Il doit être égale au moins à l'effort de cisaillement de calcul détermine (6,2EC4),devise par la résistar

-Avec :

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_f \geqslant \frac{V_l}{P_{Rd}}$$

5.6.2 Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal

on a : $V_l = f_{cf}$

Avec f_{cf}[1] définie par :

$$f_{cf} = \min \begin{cases} \dfrac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a} \\ \dfrac{0.85 \cdot A_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \dfrac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \end{cases}$$

Données et caractéristiques

Données et caractéristiques

Désignation	**Valeur**
Section de l'acier	$A_a = 28{,}5\ cm^2$
Section du béton	$A_c = b_{eff} \cdot t = 100 \times 10 = 1000\ cm^2$
Résistance du béton	$f_{ck} = 25\ N/mm^2$
Ferraillage	$A_{se} = 0$
Limite élastique	$f_y = 0{,}275\ kN/mm^2$
Coefficient de sécurité acier	$\gamma_a = 1{,}0$
Coefficient de sécurité armatures	$\gamma_s = 1{,}15$
Coefficient de sécurité béton	$\gamma_c = 1{,}5$

TAB. 5.5 : Données et caractéristiques

[1] formule 6.2.1.1-EC4

$$f^2{}_{cf} = \min \begin{cases} \dfrac{2850 \times 0.275}{1} = 783.75 \text{ kN} \\ \dfrac{0.85 \times 1000 \times 100 \times 0.02}{1.5} + 0 = 1416.67 \text{ kN} \end{cases}$$

D'où : $\mathbf{f_{cf}} = \mathbf{783.75}$ kN

5.7 La résistance de calcul au cisaillement P_{rd}

$$P_{rd}{}^3 = \min \begin{cases} \dfrac{0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2/4}{\gamma_v} \\ \dfrac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \end{cases}$$

L'élancement du goujon est défini par $\frac{h_g}{d}$:

$$\frac{h_g}{d} = \frac{85}{20} = 4.25 > 4$$

Le coefficient α est déterminé par :

$$\alpha = \begin{cases} 0.2\left(\frac{h_g}{d} + 1\right) & \text{si } 3 \leq \frac{h_g}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{si } \frac{h_g}{d} > 4 \end{cases}$$

Puisque $\frac{h_g}{d} = 4.25$, alors $\alpha = 1$.

$$P_{rd} = \min \begin{cases} \dfrac{0.8 \times 430 \times \pi \times 20^2/4}{1.25} \times 10^{-3} = 78.028 \text{ kN} \\ \dfrac{0.29 \times 1 \times 20^2 \times \sqrt{25 \times 31000}}{1.25} \times 10^{-3} = 54?90 \text{ kN} \end{cases}$$

D'où : $\boxed{P_{rd} = 49.548 \text{ kN}}$

5.7.1 Nombre de connecteurs

Le nombre de connecteurs nécessaires N doit vérifier :

$$N \geq \frac{V_l}{P_{rd}} = \frac{783.75}{54.90} = 14.021$$

[3] EC4(6.3.2.1-page108)

On prend donc n = 14 connecteurs sur la demi-longueur de la poutre. Ce qui donne un total de n = 28 connecteurs sur toute la longueur de la poutre.

5.7.2 Espacement des goujons

L'espacement S est calculé par

$$S = \frac{L_{cr}}{n}$$

Avec : $L_{cr} = 0.5 \cdot L$ (la longueur critique).

$$L_{cr} = 0.5 \times 5 = 2.5 \text{ m} = 250 \text{ cm}$$

L'espacement théorique S est donné par :

$$S = \frac{L_{cr}}{16} = \frac{250}{16} = 15.62 \text{ cm}$$

$$\boxed{S = 20 \text{ cm}}$$

5.8 En conclure

-Nous avons prendre une plancher mixte réalise avec une dalle de béton d'épaisseur 10cm **posé sur des solives IPE 200 . La liaison entre la dalle et les solives est assurer par** 28 **connecteurs avec espacement de** 20cm**.**

[4]

Chapitre 6

Étude sismique

6.1 Introduction

-L'étude sismique est une étape essentielle dans la conception des structures métalliques. elle consiste à analyser le comportement du bâtiment sous l'effet des forces sismiques afin des garantir la stabilité et sécurité de l'ouvrage pendant un séisme.
-L'objectif de cette étude a pour objectif d'analyser les effets des actions sismique : pouvant influencer le comportement de la structure étudiée ,conformément aux exigences du règlement parsais mi que Algérien RPA2024, ce règlement précise les méthodes de calcule= ; la classification des zone sismique ainsi que les paramétrés essentiels à considérer afin d'assurés la stabilité et la sécurité des constructions.

6.2 Classification de la zone sismique

-Notre structure est située dans la wilaya de Tizi-OUZOU sismicité élève V $\longrightarrow$ selon RPA[1] 2024.

6.3 Classification de site

-Notre structure es située sur un site de catégorie S_3
-Un sol meuble
-La vitesse moyenne de cisaillement $180 < {V_{s30}}^{2} < 360_{m/s}$

[2]-tableau -3-2-1-page 48

6.4 Classification de structure

-Notre structure est un hangar a usage de bureaux

⟶donc il s'agit d'un bâtiment d'importance moyenne.

-La zone sismique

-Site meuble S_3

-Notre ossature est à usage de bureaux de hauteur 9m

-Le bâtiment étudie appartient au groupe 2 [3]

6.5 Choix de la méthode de calcul

6.5.1 Méthode statique équivalent

-Cette méthode est possible d'appliques si :

-La construction respecte la régularité en plan et en élévation définis par réglés parasismique algériennes avec un hauteur maximale de 32m dans les zone

6.5.1.1 La régularité en plan

$$\frac{L}{l} \leq 4^4$$

$$\frac{29.74}{39.7} = 0.75 \longrightarrow \text{CV}$$

l = 39.7m

L = 29.74M

[3] charter 3 -page 60

[4] commentaire a3-page70

6.5.2 Régularité en élévation

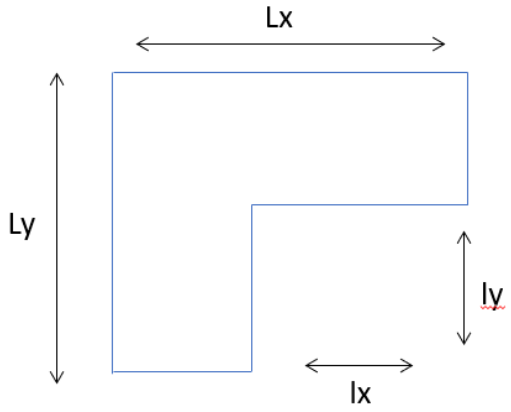


FIG. 6.1 : figure 3-8-page 71

$$\frac{\text{lx}}{\text{LX}} \leq 0.25$$

$$\frac{9.7}{39.7} = 0.24 < 0.25$$

$$0.25 \leq \frac{\text{lx}}{\text{ly}} \leq 4$$

$$0.25 \leq 0.75 \leq 4 \longrightarrow \text{CV.}$$

$$\text{R} + 1 = 2\text{niveau} < 5\text{niv} \longrightarrow \text{CV}$$

$$9\text{m} < 17\text{m} \longrightarrow \text{CV.}$$

6.5.3 Calcul de la force sismique totale

$$\text{V} = \lambda \frac{\text{sad}}{\text{g}}(\text{T}_0)\text{W}^5$$

$$\lambda^6 = \begin{cases} 0.85 & : \text{si} \quad \text{T}_0 \leq (2 \times \text{T}_2) \quad ; \text{et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 & : \text{autrement} \end{cases}$$

[5]formule 4-1-page 79 RPA 2024
[6]formule 4-2 RPA2024

6.5.4 Le poids sismique total du bâtiment

$$W^{7} = w_G + \psi w_Q$$

$\psi = 0.5$ car : La structure à usage de bureaux et habitation

6.6 Paramètres de calcul des forces sismiques

- Coefficient d'importance : $I = 1^{8}$
- Coefficient d'accélération A :
- $A = 0.25 \longrightarrow$ Zone V^{9}

6.6.1 Coefficient de comportement R

- Le système de contreventement selon le sens de long pan est une ossature avec palée de contreventement à barres centrées en X $\longrightarrow R_y = 4^{10}$
- Le système de contreventement dans le sens de pignon est une ossature en portique avec remplissage en maçonnerie rigide $\longrightarrow R_x = 3^{11}$

6.6.1.1 Facteur de qualité Q_f

- Selon le long pan

$Q_f = 1 + \sum {p_q}^{12}$
$Q_f = 1 + 0.05 = 1.05$

6.6.2 Estimation de la période fondamentale

$$T_{emp} = C_T \cdot (h_N)^{3/4}$$

[7] formule 4.3-page 79
[8] Tableau 3.11 - page 61
[9] Tableau 3-3 - page 53
[10] Tableau 3.18 - page 69
[11] Tableau 3.18 - page 69
[12] Formule 3-26 - page 72

Où :

- $C_T = 0.05$[13]
- $h_N = 9\,m$

$$T_{emp} = 0.05 \times 9^{3/4} = 0.26\,s$$

$$1.3 \times T_{emp} = 1.3 \times 0.26 = 0.338\,s$$

6 Si $T_{cal} > T_{emp}$ alors $T_0 = 1.3 \times T_{emp}$[14]

6.6.3 Coefficient de correction

On définit la période de calcul T_0 comme suit

$$T_0 = T_{cal}$$

[15]

Site S_3

D'après le Tableau 3-4 (Page 53), pour un site de type S_3, nous avons les valeurs suivantes
Calcul pour deux niveaux ($2 \times T_2$) :

$$2 \times T_2 = 2 \times 0.6 = 1.2\,s$$

Note :

$\lambda = 1$ car notre structure est de 2 niveaux.

6.6.4 Calcul du poids de la structure

Il existe dans la structure quelques éléments qui ne sont pas encore dimensionnés comme les poteaux, les traverses, les palées de stabilité, etc. Donc, on donnera une estimation de leur poids.

[13]Tableau 4.3 - Page 80
[14]Tableau 4-4 - Page 81
[15]Tableau 3-4 - page 53

$$W = \sum W_i$$

16

$$W_i = W_{Gi} + \psi W_{Qi}$$

17

6.7 Calcul de l'effort tranchant a la base

-Après la modélisation de la structure par logiciel robot structural analysais 2026 et selon les résultats donnés par logiciel en remarque que les résultats interprété sont i normale et illogiques , nous notons que la participations de masse selon l'axe y est nulle et la masse modale dans les trois premiers modes sont torsion y'a pas translation selon y est presque nulle selon x , ce phénomène venait de l'irrégularité de rigidité de plancher car notre mezzanine est séparés par un vide .

- Pour éviter ce problème l'RPA 2024 donne une solution plus fiable pour régler ces résultats en fait deux joint sismique entre les trois parties de notre structures .

[16] Formule (4.3) - page 79, n étant le nombre de niveaux.

[17] Formule (4.3) - page 79.

Tab. 6.1 : Données d'Analyse Modale

Cas/Mod	**Fréquence**	**P[s]**	**UX**	**UY**	**UZ**	**UX**	**UY**	**UZ**	**.UX**	**UY**	**UZ**
20/1	2,23	0,45	8,89	0	0	8,89	0	0	222746,43	222746,43	0
20/2	2,38	0,42	8,97	0	0	0,08	0	0	222746,43	222746,43	0
20/3	2,7	0,37	34,32	0	0	25,35	0	0	222746,43	222746,43	0
20/4	3,42	0,29	50,58	0	0	16,26	0	0	222746,43	222746,43	0
20/5	3,47	0,29	50,65	0	0	0,07	0	0	222746,43	222746,43	0
20/6	3,49	0,29	50,65	0,02	0	0	0,01	0	222746,43	222746,43	0
20/7	3,49	0,29	50,66	0,02	0	0	0	0	222746,43	222746,43	0
20/8	3,49	0,29	50,66	0,02	0	0	0	0	222746,43	222746,43	0
20/9	3,49	0,29	50,66	0,02	0	0	0	0	222746,43	222746,43	0
20/10	3,49	0,29	50,66	0,02	0	0	0	0	222746,43	222746,43	0
20/11	3,49	0,29	50,7	0,03	0	0,04	0,01	0	222746,43	222746,43	0
20/12	3,49	0,29	50,7	0,04	0	0	0,01	0	222746,43	222746,43	0
20/13	3,49	0,29	50,7	0,05	0	0	0,01	0	222746,43	222746,43	0
20/14	3,49	0,29	50,7	0,05	0	0	0	0	222746,43	222746,43	0
20/15	3,49	0,29	50,72	0,05	0	0,02	0	0	222746,43	222746,43	0
21/1	2,23	0,45	8,89	0	0	8,89	0	0	222746,43	222746,43	0
21/2	2,38	0,42	8,97	0	0	0,08	0	0	222746,43	222746,43	0
21/3	2,7	0,37	34,32	0	0	25,35	0	0	222746,43	222746,43	0
21/4	3,42	0,29	50,58	0	0	16,26	0	0	222746,43	222746,43	0
21/5	3,47	0,29	50,65	0	0	0,07	0	0	222746,43	222746,43	0

-Nous avons divisé la structure en deux partie avec un joint sismique en raison des rigidités différentes au niveau de plancher de la structure et pour réduire les effets de torsion et permettre les déplacements horizontaux , qui est calculé selon RPA 2024 . - dans les structures métalliques , le joint sismique est trés important car les déplacements latéraux peuvent être plus grands que dans le béton armé.

6.7.1 Premier partie de la structure

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	2,46	0,41	99,04	0	0	99,04	0	0	159169,18	159169,18	0
3/ 2	5,44	0,18	99,04	98,63	0	0	98,63	0	159169,18	159169,18	0
3/ 3	6,87	0,15	99,79	98,63	0	0,75	0	0	159169,18	159169,18	0
3/ 4	8,42	0,12	99,79	98,63	0	0	0	0	159169,18	159169,18	0

FIG. 6.2 : Tableau des trois premiers modes de le 1 ers partie de structure

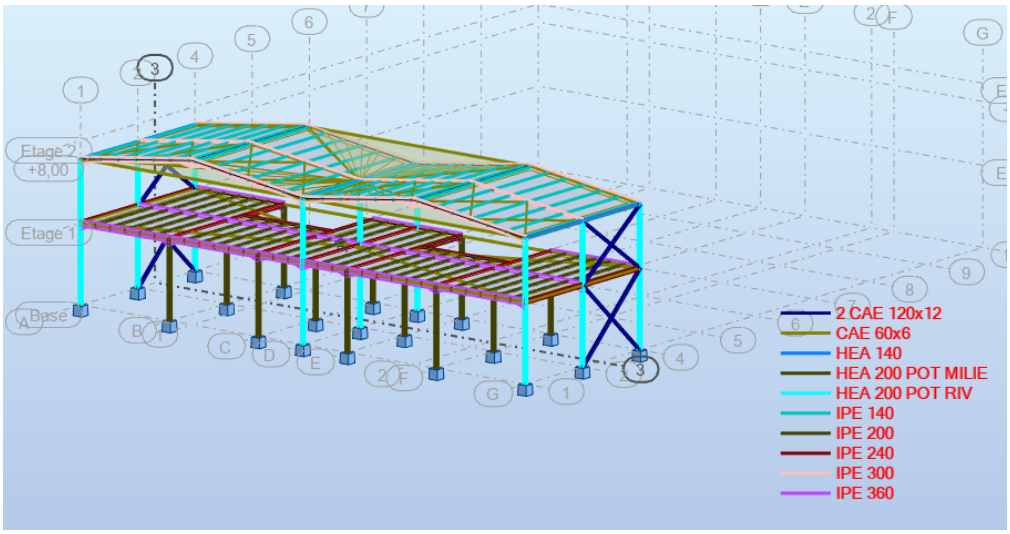


FIG. 6.3 : modélisation parlogiciel ROBOT pour la premiere partie de la structure

-pignon : $R_x = 3^0, Q_f = 1.05 \longleftrightarrow$ centreventement en portique avec remplissage d'un macconerie [18]..

$$V_{x1} = \lambda \frac{S_{ad}}{g_x} * (T_0) * W_1$$ [19]

$\boxed{W_{T1} = 1491.65, \text{kn}}$

$$\frac{S_{ad}}{g_x} = \text{AIS}[2.5\frac{Q_{fx}}{R_x}]$$ [20]

$$T_1 \leq T_0 \leq T_2$$ [21]

$$\frac{S_{ad}}{g_x} = \boxed{0.284}$$

[18] tableau (3,18) page 69
[19] formule (4,1) page 79
[20] formule (3,15) page 57
[21] formule (3,15) page 57

avec$T_0 = 0.34$

$$V_{X1} = 144.034, \mathcal{KN}$$

-long pan : $R_y = 4$ Ossature avec palées de centreventement à barres centrées en X [22].

$$V_{y1} = \lambda \frac{S_{ad}}{g_x} * (T_0) * W_1 {}^{23}$$

$$\frac{S_{ad}}{g_Y} = \boxed{0.213}$$

$$V_{y1} = \lambda \frac{S_{ad}}{g_Y} * (T_0) * W_1 {}^{24}$$

$$V_{Y1} = 108.026, \mathcal{KN}$$

6.7.2 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

$$F_i = \frac{(V - F_t) * W_i * h_i}{W_j * h_j} {}^{25}$$

$F_t = 0$ car $0.34 < 0.7$ -selon l'axe x-x : (pignon)

niv	h_i (m)	W_i (kN)	$W_i \cdot h_i$	F_i (kN)	V (kN)	M (kN.m)
2	9	167.69	1509.21	29.11	29.11	261.99
1	4.5	1323.96	5957.82	114.92	144.03	910.125

TAB. 6.2 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

-Selon l'axe y-y log pan :

niv	h_i (m)	W_i (kN)	$W_i \cdot h_i$	F_i (kN)	V (kN)	M (kN.m)
2	9	167.69	1509.21	29.11	29.11	261.99
1	4.5	1323.96	5957.82	86.19	108.02	682.56

TAB. 6.3 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

[22] tableau (3,18) page 69
[23] formule (4,1) page 79
[24] formule (4,1) page 79
[25] formule (4,8)page 81- RPA2024

Pour la deuxième partie de la structure

- Pour ce partie de structure , l'étude sismique n'est pas essentielle et négligé car il est un hangars simple donc y'a pas besoin de.

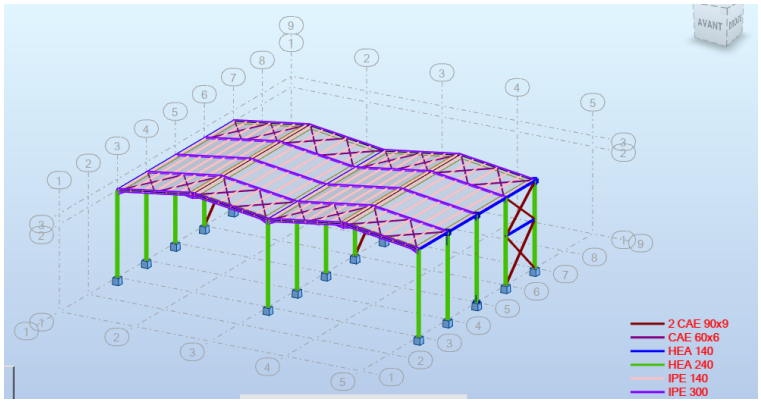


FIG. 6.4 : modélisation par logiciel ROBOT pour la deuxième parie de la structure

pour la troisiéme partie de la structure

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
20/ 1	2,51	0,4	97,87	0	0	97,87	0	0	74121,65	74121,65	0
20/ 2	7,81	0,13	97,87	94,88	0	0	94,88	0	74121,65	74121,65	0
20/ 3	7,92	0,13	99,56	95,04	0	1,68	0,15	0	74121,65	74121,65	0

FIG. 6.5 : Tableau des trois premiers modes pour la 3 éme partie de structure

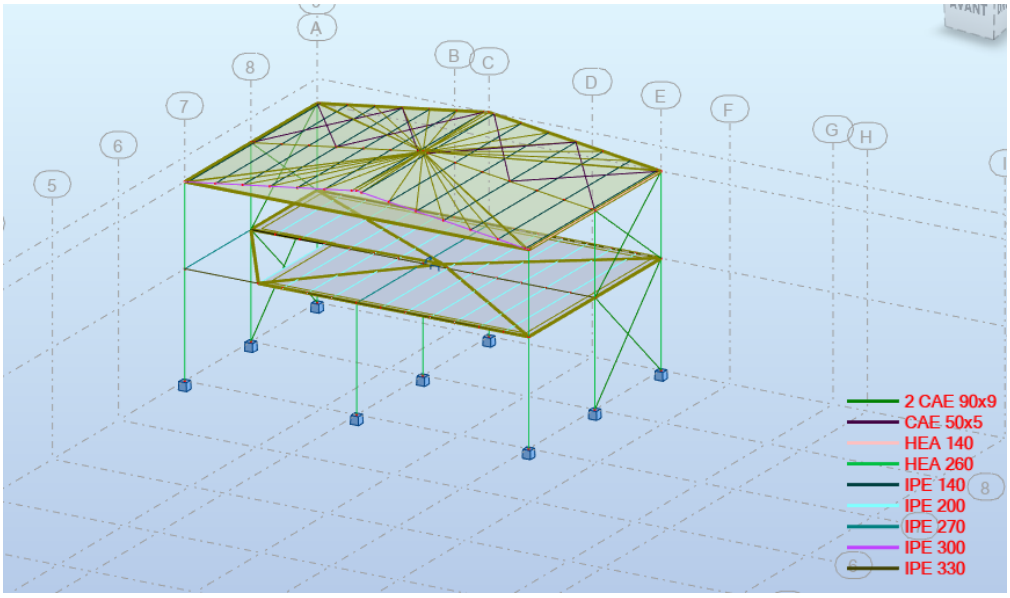


FIG. 6.6 : modélisation par logiciel ROBOT pour la troisième parie de la structure

6.7.3 Calcul de l'effort tranchant a la basse

-Pignon : $R_x = 3$,$Q_{fx} = 1.05$ les mémés types des contreventement que la premier structure.

$$W = 558.65KN$$

$$\frac{Sad}{g} = 0.284$$

$$V_{x2} = 53.94kn$$

-Selon y-y long pan : $R_y = 4$,$Q_{fy} = 1,05$. $R_y = 4 \longrightarrow$ contreventement adopté est en x .

$$\frac{s_{ad}}{g_y} = 0.213$$

$$V_{y2} = \boxed{40.46kn}$$

6.7.4 Distribution de la résultanto des forces sismique selon la hauteur

$$F_i = (V - ft) * W_i * h_i$$

$F_0 = 0$ car $0.34 < 0.7$

-Pour la deuxième partie de la structure - pignon :x-x

niv	h_i (m)	W_i (kN)	$W_i \cdot h_i$	F_i (kN)	V (kN)	M (kN.m)
2	9	68.05	612.45	11.78	11.78	106.02
1	4.5	487	2191.5	42.16	53.94	348.75

TAB. 6.4 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

- Selon l'axe y-y : long pan

niv	h_i (m)	W_i (kN)	$W_i \cdot h_i$	F_i (kN)	V (kN)	M (kN.m)
2	9	68.05	612.45	8.84	8.84	79.56
1	4.5	487	2191.5	31.62	40.46	261.63

TAB. 6.5 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

6.7.5 Calcul de joint sismique (entre la première partie et la deuxième partie de la structure)

D'après le RPA 2024, deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = \max \begin{cases} \sqrt{\delta_1^2 + \delta_2^2} \\ 40 \text{ mm} \end{cases}$$

δ_1 **et** δ_2 **:** déplacement maximum des deux blocs.

$$\delta_1 = 4 \text{ mm}$$
$$\delta_2 = 4 \text{ mm}$$

$$d_{min} = \max \begin{cases} \sqrt{4^2 + 4^2} = 5,67 \text{ mm} \\ 40 \text{ mm} \end{cases}$$

$\Longrightarrow$ Donc, on adopte le joint sismique de **40 mm**.

6.7.6 Joint sismique entre la deuxième partie et la troisième partie de la structure

- Comme les parties de notre structures ils ont la mémé hauteur donc le déplacement selon Z reste le mémé ce qui veut dire que le calcul de joint sismique est reste tel quel le joint de la premier partie et la deuxième donc en adopte
- Un joint sismique de 40 mm

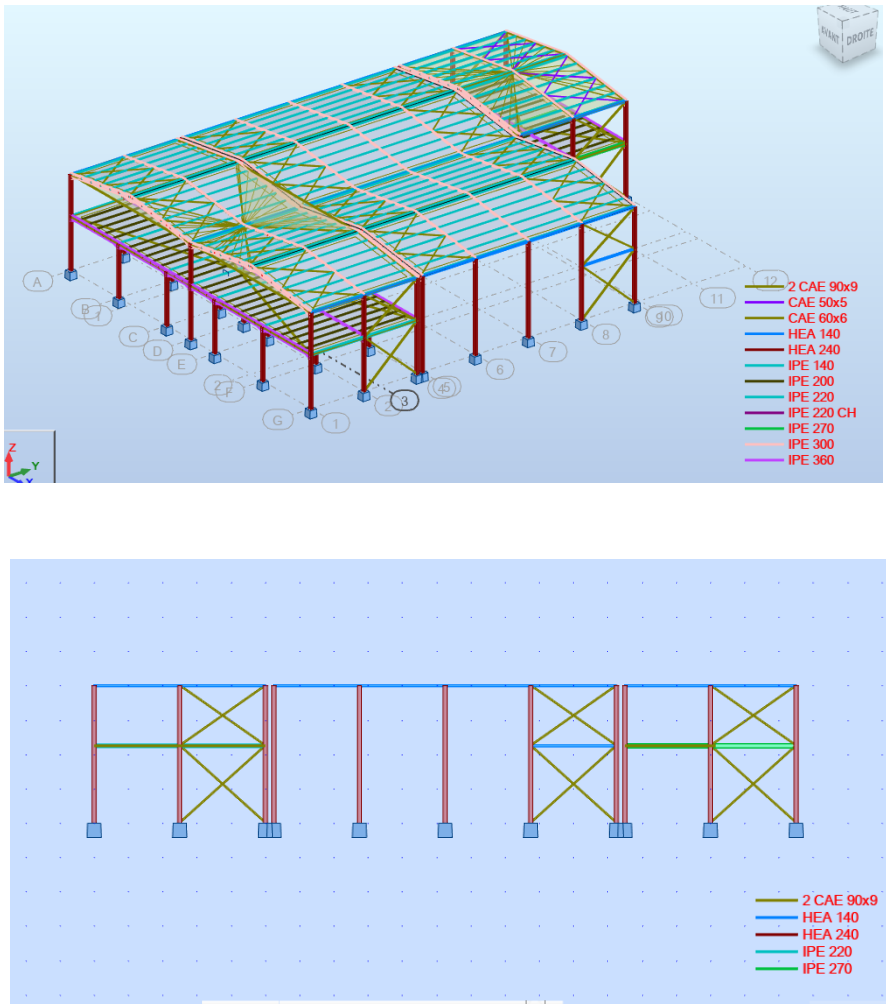


FIG. 6.7 : la structure complété après les joints sismiques

[5]

Chapitre 7

Étude de stabilité et de contreventement

7.1 Introduction

– Les systèmes de contreventement sont des dispositifs structuraux qui assurent la stabilité d'un bâtiment contre les actions horizontales[2] :

-Le séisme (stabilité verticale).
-Le vent (poutre au vent).
-Les effet de torsion .
-Leur rôle principal est de transmettre les efforts horizontaux vers les fondations tout les déplacements latéraux de la structure .

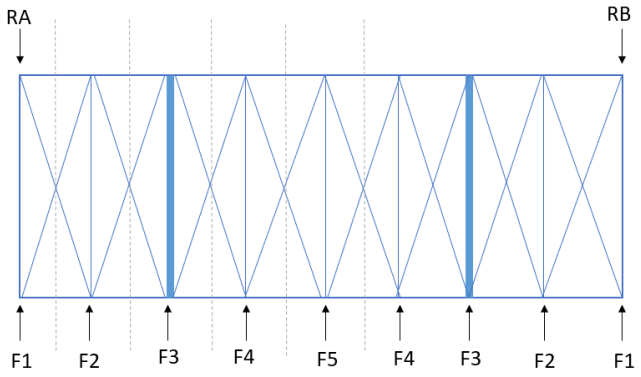


FIG. 7.1 : distribution des efforts des poutres au vent

$$F_i = \frac{F_{fr}}{n} + F'_i$$

Où :

- F_{fr} : Force de frottement totale.
- n : Nombre de forces F_i (dans ce cas $n = 9$).
- F'_i : Force engendrée par le vent perpendiculaire au pignon sur chaque noeud.

7.1.0.1 Calcul de la force de frottement (F_{fr})

$$F_{fr} = q_{dyn} \times C_{fr} \times A_{fr}$$

- $q_{dyn} = 857.25\,N/m^2$
- $C_{fr} = 0.04$
- A_{fr} = La somme des longueurs développées de la toiture × d

$$A_{fr} = \sqrt{7.435^2 \times 1^2} \times 439.7 = 1180.678\,m^2$$

$$A_{fr} = \sqrt{7.435^2 \times 1^2} \times 439.7 = 1180.678\,m^2$$

$$F_{fr} = 857.25 \times 0.04 \times 1180.678 = 40487.49\,N$$

$$F_{fr} = 40.48\,kN$$

Résultat :
$F_{fr} = 40.48\,kN$

7.1.0.2 Calcul des forces F_i

W est la charge de vent moyenne agissant sur le pignon d'après l'étude climatique :

$$W = 2,434\ kN$$

Les forces sont calculées par la formule : $F'_i = W \cdot S_i$
Où S_i est la mi-surface supérieure du pignon, calculée par : $S_i = \frac{h_i}{2} \times t_i$

i	1	2	3	4	5
h_i(m)	8	8,5	9	8,5	8
t_i(m)	1,2	2,4	2,4	2,4	2,4
$S_i(m^2)$	4,8	10,2	10,8	10,2	9,6
F'_i(kN)	11,683	24,827	26,288	24,827	23,367

7.1.1 Les valeurs de F_i

i	1	2	3	4	5
F_i (kN)	16.181	29.365	30.826	29.365	27.905

TAB. 7.1 : valeurs F_i

7.1.2 Calcul des réaction

$R_A = R_B = 119.690$kn

7.2 Détermination de la diagonale le plus chargées

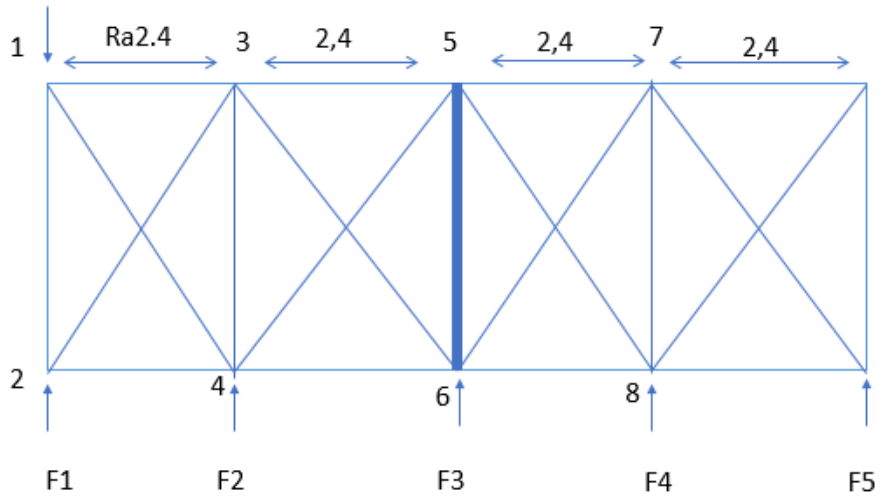


FIG. 7.2 : C distribution des efforts des poutres au vent

Noeud 1

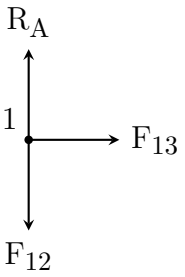
-suivant x : $T_{13} = 0$

-suivent y : $F_{12} + R_A = 0$

$\alpha = \text{arctg}\left(\frac{5}{2.4}\right) = 64.36° \implies \boxed{\cos\alpha = 0.43}$

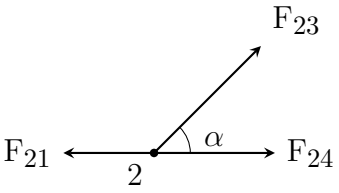
– Noeud 1

$$\begin{cases} \text{Suivant x} : F_{13} = 0 \\ \text{Suivant y} : F_{12} + R_A = 0 \implies F_{12} = \boxed{-119.690 \text{ kN}} \end{cases}$$



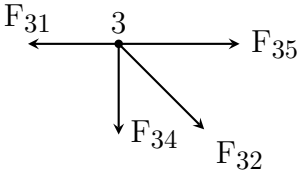
– Noeud 2

$$\begin{cases} \text{Suivant x} : F_{24} = -F_{23}\cos\alpha = \boxed{-49.37 \text{ kN}} \\ \text{Suivant y} : F_{23} = \frac{-F_{21}-F_1}{\sin\alpha} = \boxed{+114.81 \text{ kN}} \end{cases}$$



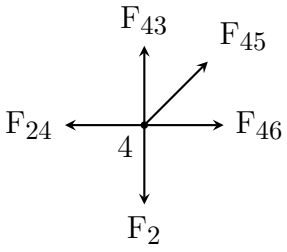
– Noeud 3

$$\begin{cases} \text{Suivant x} : F_{35} = F_{32}\cos\alpha = \boxed{+49.37 \text{ kN}} \\ \text{Suivant y} : F_{34} = -F_{32}\sin\alpha = \boxed{-103.50 \text{ kN}} \end{cases}$$



– Noeud 4

$$\begin{cases} \text{Suivant x : } F_{46} = -F_{42} - F_{45}\cos\alpha = \boxed{-14.00 \text{ kN}} \\ \text{Suivant y : } F_{45} = \dfrac{-F_2 - F_{43}}{\sin\alpha} = \boxed{88.23 \text{ kN}} \end{cases}$$



La diagonale la plus sollicitée est D_2 avec $N_{sd} = \boxed{119.690 \text{ kN}}$.

On résume que la diagonale la plus chargée est dans la $4^{\text{ème}}$ poutre au vent, donc c'est la diagonale qu'on va dimensionner avec :

$$N_{sd} = \boxed{119.690 \text{ kN}}$$

7.2.1 Calcul de la diagonale

7.2.1.1 Prédimensionnement de la diagonale

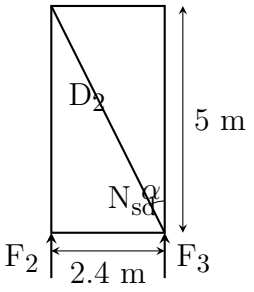
$$N_{sd} = 119.690 \text{ kN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{avec : } \gamma_{M0} = 1.1 \quad \longrightarrow \text{EC3 - page 154}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{119.690 \times 1.1}{275} = \boxed{0.478 \text{ cm}^2} \implies \mathbf{A = 4.78 \text{ cm}^2}$$

$$L_D = \frac{5}{\cos\alpha} = \boxed{11.63 \text{ m}}$$

$$\implies L_{bD} = \frac{L_D}{2} = \frac{11.63}{2} = \boxed{5.815 \text{ m}} = \boxed{581.5 \text{ cm}}$$



$$\lambda_b \leq \frac{L_{bD}}{i_{min}} \implies i_{min} \geq \frac{L_{bD}}{\lambda_b} \quad \text{avec : } \lambda_b$$

$$\lambda_b \leq 350 \implies i_{min} = \frac{581.5}{350} = \boxed{1.66 \text{ cm}}$$

On utilise les cornières : L60 × 60 × 6 comme diagonale.

$$\text{Avec : } A = 6.91 \text{ cm}^2 \quad , \quad i_{min} = 1.82 \text{ cm}$$

7.2.2 Vérification de la diagonale à la traction

$$N^{1}{}_{sd} \leq N_{t,Rd}$$

Avec :

$$N_{t,Rd} = \min \left[N_{pl,Rd} \quad , \quad N_{u,Rd} \quad , \quad N_{net,Rd} \right]$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6.91 \times 27.5}{1.1} = \boxed{172.75 \text{ kN}}$$

$$N^{2}{}_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

- **Résistance ultime de traction**

$$f_u = 430 \text{ N/mm}^2$$
$$\gamma_{M2} = 1.25$$

La diagonale est attachée par des boulons $\varnothing = 14$ mm $\implies D_0 = 16$ mm.

$$A_{net} = A - (d \cdot d_0) = 6.91 - (0.5 \times 1.6) = \boxed{6.11 \text{ cm}^2}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times 1.6 \times 43 \times 0.43}{1.25} = \boxed{189.166 \text{ kN}}$$

[1] Formule (5.13) – EC3 - page 154
[2] EC3 - page 154

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \longrightarrow \text{EC3 - page 154}$$

$$N_{net,Rd} = \frac{6.11 \times 27.5}{1.1} = \boxed{152.75 \text{ kN}}$$

7.3 Calcul de Stabilité Verticale

-Dans notre cas en utilise le système de contreventement par triangulation car c'est le système le plus utilisés dans les structure métallique, palées de stabilités a barres centres ,il est constitué de diagonales en acier travaillant en traction par les diagonales tendues, les diagonales comprimés étant néglige les calculs sont fait selon L'eurocode 3.

-Pour la première partie de la structure

7.3.1 Dimensionnement des palées de stabilité à barres centrées en X

La palée de stabilité est un contreventement de façade destinée à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre à la fondation tant que les charges sismiques.

7.3.2 Calcul des efforts tranchants de traction reprise par les diagonales

Les efforts F_i se décomposent selon

- Une force N de traction reprise par la diagonale.
- Une force F de compression transférée au fondation par les poteaux.

$$N_i = \frac{\sum F_i}{\cos \alpha}$$

Avec : (Selon RPA 2024) et le calcul sismique on prend l'effort sismique

$$V_{x1} = 144.03 \text{ kN}$$
$$V_{x2} = 29.11 \text{ kN}$$

Alors

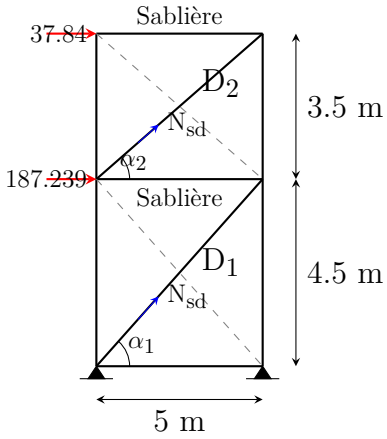
$$F_2 = 1.3 \times V_{x2} = 1.3 \times 29.11 = \boxed{37.84 \text{ kN}}$$
$$F_1 = 1.3 \times V_{x1} = 1.3 \times 144.03 = \boxed{187.239 \text{ kN}}$$

– Calcul de α

$$\tan \alpha_2 = \frac{3.5}{5} = 0.7 \implies \alpha_2 = \boxed{35°}$$

7.3.2.1 Selon le diagonale D_2

$$N_{sd} = \frac{F_2}{\cos \alpha_2}$$



$$N_{sd} = \frac{37.84}{\cos 35°} = \boxed{46.194 \text{ kN}}$$

7.3.3 Il faut vérifier que

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

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{46.194 \times 1.1}{0.275} = \boxed{184.78 \text{ mm}^2} = \boxed{1.84 \text{ cm}^2}$$

$$N^3{}_{sd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$i_{min} \geq \frac{L_{bD}}{\lambda_b} \qquad \lambda_b \leq \frac{L_{bD}}{i_{min}} \quad \text{avec : } \lambda_b \leq 350$$

$$L_{bD} = \frac{5}{\cos \alpha} = \boxed{6.10 \text{ m}}$$

[3] EC3 – page 154

$$i_{min} = \frac{6.10}{350} = \boxed{1.74 \text{ cm}}$$

On utilise une **double cornière 2L** $90 \times 90 \times 9$:

$$\begin{cases} A = 15.52 \text{ cm}^2 \\ i_{min} = 2.73 \text{ cm} \end{cases}$$

- la cornière attacher avec des boulons deϕ16 et$d_0 = 18$mm.

7.3.4 Calcul de $N_{pl,Rd}$

$D_0 = 18$ mm

Calcul de $N_{pl,Rd}$

$$N_{Rd} = \min \left[N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}, N_{net,Rd} \right]$$

$$N^4{}_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{1552 \times 0.275}{1.1} = \mathbf{388} \text{ kN}$$

$$N_u = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$A_{net} = A - A_b = A - (t \times d_0)$$

$$A_{net} = 1552 - (2 \times 9 \times 18) = \mathbf{1228} \text{ mm}^2$$

$$N_u = \frac{0.9 \times 1228 \times 0.43}{1.25} = \mathbf{380.19} \text{ kN}$$

$$N_{net} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1228 \times 0.275}{1.1} = \mathbf{307} \text{ kN}$$

$$\boxed{N_{net} = N_{Rd} = 307 \text{ kN}}$$

[4] EC3, page 154

$$N_{Sd} = 46.194 \text{ kN} < N_{Rd} = 307 \text{ kN} \longrightarrow \textbf{CV}$$

- Donc la double cornière $90 \times 90 \times 9$ est adoptée comme diagonale.

7.3.5 Calcul de la diagonale D_{18}

$$\tan \alpha_1 = \frac{4.5}{5} = 0.9 \longrightarrow \boxed{\alpha_1 = 42^\circ}$$

$$N_{Sd} = \frac{F_1 + F_2}{\cos \alpha_1} = \frac{187.239 + 37.84}{\cos 42^\circ} = \textbf{302.87} \text{ kN}$$

-Il faut vérifier

Il faut vérifier $N_{Sd} \leq N_{Rd}$

Condition sur l'aire A :

$$A \geq \frac{N_{Sd}}{f_y} \times \gamma_{M0}$$

$$A \geq \frac{302.87}{0.275} \times 1.1 = 1211.48 \text{ mm}^2 = \textbf{12.11} \text{ cm}^{\textbf{2}}$$

$$L_{bd} = \frac{5}{\cos \alpha_1} = \frac{5}{\cos 42^\circ} = \textbf{6.73} \text{ m}$$

$$\lambda_b \leq \frac{L_b}{i_{min}} \implies i_{min} = \frac{673}{350} = \textbf{1.92} \text{ cm}$$

$$\begin{cases} A = 12.11 \text{ cm}^2 \\ i_{min} = 1.92 \text{ cm} \end{cases}$$

- Soit la double cornière ⌋⌊ **90** × **90** × **9** convient comme une palée de stabilité.

$$\begin{cases} A = 15.52 \text{ cm}^2 \\ i_{min} = 2.73 \text{ cm} \end{cases}$$

- La cornière est attachée avec des boulons de ∅16 mm et $d_0 = 18$ mm.

7.3.6 Calcul de N_{Rd}

- On a déjà calculé dans le palée précédent

$$\boxed{N_{Rd} = 307 \text{ KN}}$$

$$N_{Sd} = 302.87 \text{ KN} < N_{Rd} = 307 \text{ KN} \longrightarrow \textbf{CV}$$

Donc la double cornière 90 × 90 × 9 est adoptée comme une palée de Stabilité.

- Calcul de la stabilité vertical

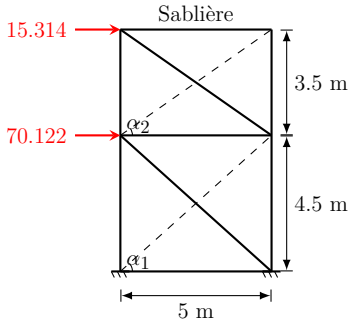
- Pour la troisième partie de la structure.

- Les mémes calcul comme la première partie.

- Alors

$F_2 = 1.3 \times 11.78 = \textbf{15.314}$ kN

$F_1 = 1.3 \times 53.94 = \textbf{70.122}$ kN



Pour le diagonal D_2

$$\tan \alpha_2 = \frac{3.5}{5} = 0.7 \longrightarrow \boxed{\alpha_2 = 35^\circ}$$

Calcul de N_{Sd}

$$N_{Sd} = \frac{\sum F_i}{\cos \alpha}$$

$$N_{Sd} = \frac{15.314}{\cos 35^\circ} = \mathbf{18.69}\ \text{kN}$$

Il faut vérifier que $N_{Sd} \leq N_{Rd}$

$$A \geq \frac{N_{Sd}}{f_y} \times \gamma_{M0}$$

$$A \geq \frac{18.69}{0.275} \times 1.1 = 74.76\ \text{mm}^2 = \mathbf{0.74}\ \text{cm}^{\mathbf{2}}$$

$$i_{min} \geq \frac{L_{bd}}{\lambda_b} = \frac{610}{350} = \mathbf{1.74}\ \text{cm}$$

- On vérifie pour la double cornière $90 \times 90 \times 9$ comme une palée de stabilité

$$\begin{cases} A = 15.52\ \text{cm}^2 & \varnothing = 16\ \text{mm} \\ i_{min} = 2.73\ \text{cm} & d_0 = 18\ \text{mm} \end{cases}$$

Calcul de N_{Rd}

$$N_{Rd} = 307\ \text{kN}$$

$$N_{Sd} = 18.69\ \text{kN} < 307\ \text{kN} \longrightarrow \mathbf{CV}$$

- Alors on adopte la double cornière $90 \times 90 \times 9$ comme une palée de stabilité verticale.

Pour le diagonale D_{18} **:**

$$N_{Sd} = \frac{F_2 + F_1}{\cos \alpha_1} = \frac{15.314 + 70.122}{\cos 42^\circ} = \boxed{114.97\ \text{kN}}$$

$$\tan \alpha_1 = \frac{4.5}{5} = 0.9 \longrightarrow \boxed{\alpha_1 = 42^\circ}$$

$$A \geq \frac{N_{Sd}}{f_y} \times \gamma_{M0} = \frac{114.97}{0.275} \times 1.1 = \boxed{4.59\ \text{cm}^2}$$

- Pour la double cornière $90 \times 90 \times 9$

$$\begin{cases} A = 15.52\ \text{cm}^2 & \varnothing = 16\ \text{mm} \\ i_{min} = 2.73\ \text{cm} & d_0 = 18\ \text{mm} \end{cases}$$

Calcul de N_{Rd}

$$N_{Rd} = N_{net} = \boxed{307 \text{ kN}}$$

$$N_{Sd} = 114.97 \text{ kN} < 307 \text{ kN} \longrightarrow \textbf{CV}$$

- La double cornière $90 \times 90 \times 9$ convient comme une palée de stabilité pour les deux parties de notre structure.

7.4 Conclusion

-En conclure alors que on a choisir la double cornière L$90 \times 90 \times 9$ et pour la stabilité verticale ,pour les deux partie de notre structure , et la cornière $60 \times 60 \times 6$ comme poutre au vent.

pour la deuxime partie de la structure :

-C'est un hangar simple donc on néglige l' effort sismique et adopte des stabilité verticale comme les autres parties de la structure $90 \times 90 \times 9$.

Chapitre 8

Les élément structuraux

8.1 Introduction

–Les élément structuraux sont les composantes principaux d,une structure qui assurent le reprise et la transmission des charge jusqua fondation , ils garantissent la résistance la stabilité et la rigidité de l'ouvrage.
–Le but de tout calcul de structure et de vérifier tous les élément aux sollicitation de tout s les charges et surcharges (permanents , exploitations, et climatiques).
– Les calcul de ces élément est fait selon le réglemente CCM97[3]ET Eurocode3[2] le calcule des portiques selon RDM et l'ait du logiciel de calcul robot.

8.2 Les portiques

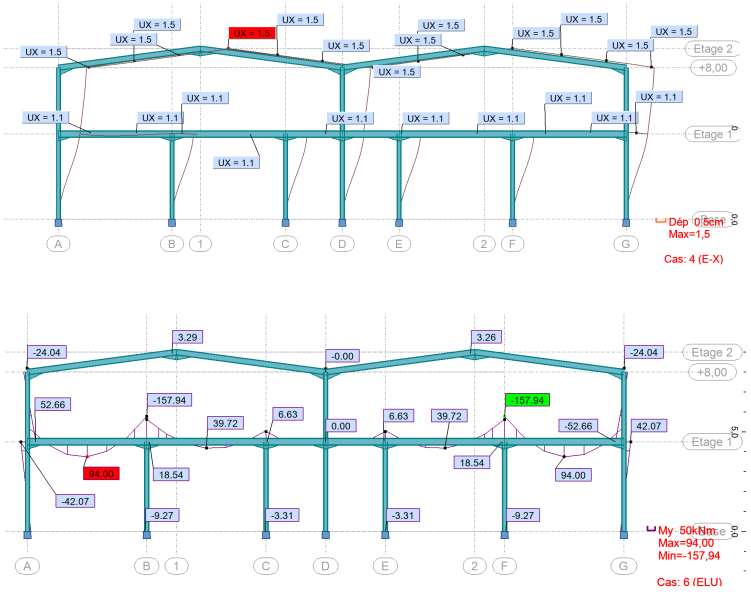


FIG. 8.1 : les diagrammes de moment et déplacement pour la première partie de structure

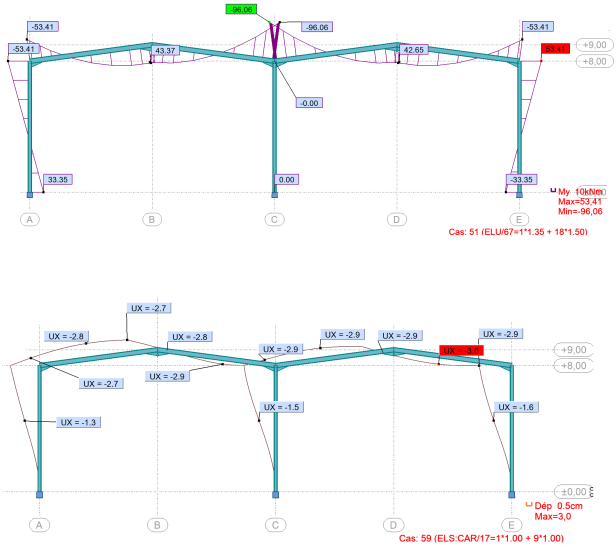


FIG. 8.2 : les diagrammes de moment et de déplacement pour le deuxième partie de structure

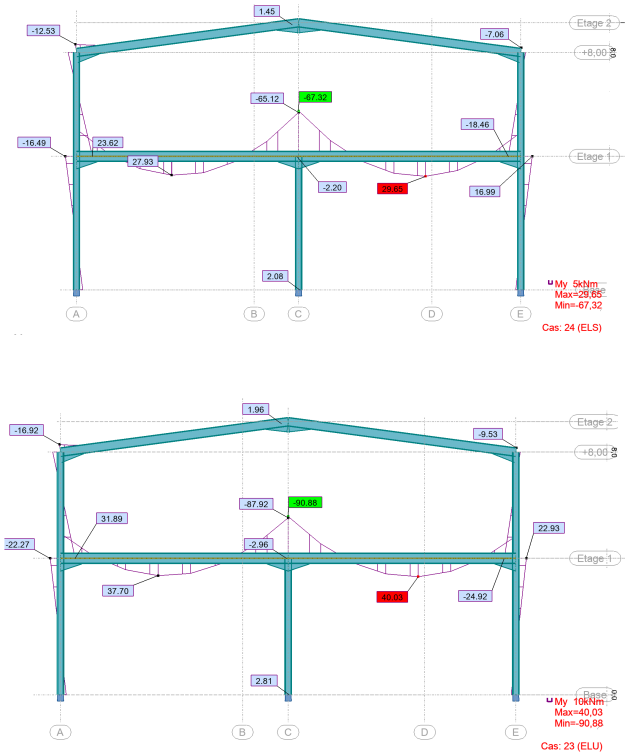


FIG. 8.3 : les diagrammes de moment et déplacement pour la troisième partie de structure

8.2.1 Les poteaux

-Les poteaux sont des éléments verticaux ,qui transmettant les charges vers les fondations , ils travaillent surtout en compression , et en vérifier l'effet de flambement par logiciel robot.

8.2.2 Caractéristique du profilé HEA 240 (poteau)

P (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r (mm)	A (cm^2)	W_{ply} (cm^3)	W_{plz} (cm^3)	$\frac{i_z}{b}$ (cm)	I_y (cm^4)	d (mm)
60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	744,6	351,7	6	7763,8	164

8.2.3 Les poutres

-Les poutres sont des élément horizontaux qui supportent les plancher , les charges d'exploitations,elles travaillent principalement en fluxion simple .

8.2.4 Caractéristique du profilé IPE 360 (poutre principale)

P (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r (mm)	A (cm^2)	W_{ply} (cm^3)	W_{plz} (cm^3)	$\frac{i_y}{i_z}$ (cm)	I_y (cm^4)	d (mm)
57,1	360	170	8	12,7	18	72,7	1019,1	191,1	3,79	16265,4	298,6

8.3 Les traverses

Dans une structure métallique, la traverse est l'élément horizontal d'un portique reliant avec deux poteaux. Elle reprend principalement les charges provenant de la toiture ou du plancher et les transmet aux poteaux puis aux fondations.

8.3.1 Caractéristique du profilé IPE 300 (traverse)

P (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r (mm)	A (cm^2)	W_{ply} (cm^3)	W_{plz} (cm^3)	$\frac{i_y}{i_z}$ (cm)	I_y (cm^4)	d (mm)
42,2	300	150	7,1	10,7	15	53,8	628,4	125,2	3,35	8356,1	248?6

8.3.2 Les combinaisons de charges par robot

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la combinaison	Nature du cas	Définition
19 (C)	ELU/3=1*1.35 + 2*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.35+2*1.50
20 (C)	ELU/5=1*1.35 + 3*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.35+3*1.50
21 (C)	ELU/7=1*1.35 + 4*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.35+4*1.50
22 (C)	ELU/9=1*1.35 + 5*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.35+5*1.50
23 (C)	ELU/11=1*1.35 + 6*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.35+6*1.50
24 (C)	ELU/13=1*1.35 + 7*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.35+7*1.50
25 (C)	ELU/15=1*1.35 + 8*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.35+8*1.50
26 (C)	ELU/17=1*1.35 + 9*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.35+9*1.50
27 (C)	ELU/19=1*1.35 + 10*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.35+10*1.50
28 (C)	ELU/21=1*1.35 + 11*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.35+11*1.50
29 (C)	ELU/23=1*1.35 + 12*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.35+12*1.50
30 (C)	ELU/25=1*1.35 + 13*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.35+13*1.50
31 (C)	ELU/27=1*1.35 + 14*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.35+14*1.50
32 (C)	ELU/29=1*1.35 + 15*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.35+15*1.50
33 (C)	ELU/31=1*1.35 + 16*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.35+16*1.50
34 (C)	ELU/33=1*1.35 + 17*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.35+17*1.50
35 (C)	ELU/36=1*1.00 + 2*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.00+2*1.50
36 (C)	ELU/38=1*1.00 + 3*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.00+3*1.50
37 (C)	ELU/40=1*1.00 + 4*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.00+4*1.50
38 (C)	ELU/42=1*1.00 + 5*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.00+5*1.50
39 (C)	ELU/44=1*1.00 + 6*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.00+6*1.50
40 (C)	ELU/46=1*1.00 + 7*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.00+7*1.50
41 (C)	ELU/48=1*1.00 + 8*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.00+8*1.50

42 (C)	ELU/50=1*1.00 + 9*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.00+9*1.50	
43 (C)	ELU/52=1*1.00 + 10*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.00+10*1.50	
44 (C)	ELU/54=1*1.00 + 11*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.00+11*1.50	
45 (C)	ELU/56=1*1.00 + 12*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.00+12*1.50	
46 (C)	ELU/58=1*1.00 + 13*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.00+13*1.50	
47 (C)	ELU/60=1*1.00 + 14*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.00+14*1.50	
48 (C)	ELU/62=1*1.00 + 15*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.00+15*1.50	
49 (C)	ELU/64=1*1.00 + 16*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.00+16*1.50	
50 (C)	ELU/66=1*1.00 + 17*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.00+17*1.50	
51 (C)	ELU/67=1*1.35 + 18*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.35+18*1.50	
52 (C)	ELU/84=1*1.00 + 18*1.50	Combinaison linéaire		Structurelle	1*1.00+18*1.50	
53 (C)	ELS:CAR/3=1*1.00 + 2*1.00	Combinaison linéaire	ELS:CAR	permanente	(1+2)*1.00	
54 (C)	ELS:CAR/5=1*1.00 + 3*1.00	Combinaison linéaire	ELS:CAR	permanente	(1+3)*1.00	
55 (C)	ELS:CAR/9=1*1.00 + 5*1.00	Combinaison linéaire	ELS:CAR	permanente	(1+5)*1.00	
56 (C)	ELS:CAR/11=1*1.00 + 6*1.00	Combinaison linéaire	ELS:CAR	permanente	(1+6)*1.00	
57 (C)	ELS:CAR/13=1*1.00 + 7*1.00	Combinaison linéaire	ELS:CAR	permanente	(1+7)*1.00	
58 (C)	ELS:CAR/15=1*1.00 + 8*1.00	Combinaison linéaire	ELS:CAR	permanente	(1+8)*1.00	
59 (C)	ELS:CAR/17=1*1.00 + 9*1.00	Combinaison linéaire	ELS:CAR	permanente	(1+9)*1.00	
60 (C)	ELS:CAR/19=1*1.00 + 10*1.00	Combinaison linéaire	ELS:CAR	permanente	(1+10)*1.00	
61 (C)	ELS:CAR/21=1*1.00 + 11*1.00	Combinaison linéaire	ELS:CAR	permanente	(1+11)*1.00	
62 (C)	ELS:CAR/23=1*1.00 + 12*1.00	Combinaison linéaire	ELS:CAR	permanente	(1+12)*1.00	
63 (C)	ELS:CAR/25=1*1.00 + 13*1.00	Combinaison linéaire	ELS:CAR	permanente	(1+13)*1.00	
64 (C)	ELS:CAR/27=1*1.00 + 14*1.00	Combinaison linéaire	ELS:CAR	permanente	(1+14)*1.00	
65 (C)	ELS:CAR/29=1*1.00 + 15*1.00	Combinaison linéaire	ELS:CAR	permanente	(1+15)*1.00	
66 (C)	ELS:CAR/31=1*1.00 + 16*1.00	Combinaison linéaire	ELS:CAR	permanente	(1+16)*1.00	

67 (C)	ELS:CAR/33=1*1.00 + 17*1.00	Combinaison linéaire	ELS:CAR	permanente	(1+17)*1.00	
68 (C)	ELS:CAR/34=1*1.00 + 18*1.00	Combinaison linéaire	ELS:CAR	permanente	(1+18)*1.00	

- Ces résultats ce dessus ont été calculer par logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2026 , et en résumés comme suit

8.4 Vérification du Poteau — HEA 240

8.4.1 Définition

Le poteau est un élément vertical de la structure qui reprend les charges descendantes (effort normal) et les efforts horizontaux (vent, séisme) transmis par les poutres et les planchers, et les transmet aux fondations. Sa vérification porte sur la résistance de la section et la stabilité globale au flambement.

8.4.2 Paramètres de la section

Paramètre	**Valeur**
Profilé	HEA 240 — S 275
f_y	275,00 MPa
h / b / t_w / t_f	230 / 240 / 7,5 / 12 mm
A_x / A_y / A_z	76,84 / 64,54 / 25,18 cm²
I_y / I_z	7763,18 / 2768,81 cm
$W_{pl,y}$ / $W_{pl,z}$	744,62 / 351,69 cm³
Classe de la section	1
γ_{M0} / γ_{M1}	1,00 / 1,00

TAB. 8.1 : Paramètres de la section HEA 240

8.4.3 Efforts appliqués

Effort	**Valeur**
Effort axial	$N_{Ed} = 13\,279{,}12$ daN
Moment fléchissant (y)	$M_{y,Ed} = -74{,}41$ kN · m
Moment fléchissant (z)	$M_{z,Ed} = 0{,}52$ kN · m
Effort tranchant (z)	$V_{z,Ed} = 1846{,}92$ daN

TAB. 8.2 : Efforts appliqués au poteau

8.4.4 Paramètres de flambement

8.4.5 Vérifications

8.4.5.1 Résistance de la section

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{13279{,}12}{211310{,}00} = \mathbf{0{,}06 < 1{,}00} \quad \checkmark$$

Paramètre	**Axe y**	**Axe z**
Longueur	$L_y = 8{,}00$ m	$L_z = 8{,}00$ m
Longueur critique	$L_{cr,y} = 9{,}73$ m	$L_{cr,z} = 3{,}15$ m
Élancement λ	96,82	52,48
Élancement réduit $\bar{\lambda}$	1,12	0,60
Coefficient χ	0,53	0,78
Coefficient k	$k_{yy} = 0{,}95$	$k_{yz} = 0{,}62$

TAB. 8.3 : Paramètres de flambement

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} = \frac{74{,}41}{204{,}77} = \mathbf{0{,}36} < \mathbf{1{,}00} \quad \checkmark$$

$$\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} = \frac{0{,}52}{96{,}71} = \mathbf{0{,}01} < \mathbf{1{,}00} \quad \checkmark$$

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right)^2 + \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} = \mathbf{0{,}14} < \mathbf{1{,}00} \quad \checkmark$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,T,Rd}} = \frac{1846{,}92}{39978{,}53} = \mathbf{0{,}05} < \mathbf{1{,}00} \quad \checkmark$$

8.4.5.2 Stabilité globale au flambement

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yy}\frac{M_{y,Ed,max}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yz}\frac{M_{z,Ed,max}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} = \mathbf{0{,}47} < \mathbf{1{,}00} \quad \checkmark$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zy}\frac{M_{y,Ed,max}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zz}\frac{M_{z,Ed,max}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} = \mathbf{0{,}28} < \mathbf{1{,}00} \quad \checkmark$$

Vérification	**Ratio**	**État**
N_{Ed} / $N_{c,Rd}$	0,06	✓
$M_{y,Ed}$ / $M_{N,y,Rd}$	0,36	✓
$M_{z,Ed}$ / $M_{N,z,Rd}$	0,01	✓
Flexion biaxiale	0,14	✓
$V_{z,Ed}$ / $V_{z,T,Rd}$	0,05	✓
Stabilité (axe y)	**0,47**	✓
Stabilité (axe z)	0,28	✓

Tab. 8.4 : Synthèse des vérifications — HEA 240

8.4.6 Déplacements limites

Direction	**Déplacement**	**Limite L/200**	**État**
v_x	1,1 cm	2,3 cm	✓
v_y	0,2 cm	2,3 cm	✓

Tab. 8.5 : Vérification des déplacements limites

CConclusion : Le poteau **HEA 240** en **S275** vérifie toutes les exigences de l'Eurocode 3. Le ratio déterminant est **0,47** correspondant à la stabilité globale au flambement axe y, avec une marge de sécurité de **53%**.

$\longrightarrow$ Profil correct ! HEA 240 vérifié ✓

8.4.7 Déplacements limites

Direction	**Déplacement**	**Limite L/200**	**État**
v_x	1,1 cm	2,3 cm	✓
v_y	0,2 cm	2,3 cm	✓

Tab. 8.6 : Vérification des déplacements limites

Conclusion : Le poteau **HEA 240** en **S275** vérifie toutes les exigences de l'Eurocode 3. Le ratio déterminant est **0,47** correspondant à la stabilité globale au flambement axe y, avec une marge de sécurité de **53%**.

$\longrightarrow$ Profil correct ! HEA 240 vérifié ✓

8.4.8 Déplacements limites

Direction	**Déplacement**	**Limite L/200**	**État**
v_x	1,1 cm	2,3 cm	✓
v_y	0,2 cm	2,3 cm	✓

Tab. 8.7 : Vérification des déplacements limites

Conclusion : Le poteau **HEA 240** en **S275** vérifie toutes les exigences de l'Eurocode 3. Le ratio déterminant est **0,47** correspondant à la stabilité globale au flambement axe y, avec une marge de sécurité de **53%**.

8.5 Vérification de la Traverse TRAV_34 — IPE 300:

8.5.1 Informations Générales

Paramètre	**Valeur**
Norme	EN 1993-1:2005/A1:2014 – Eurocode 3
Type d'analyse	Vérification des pièces
Pièce analysée	34 – TRAV_34, Point 1 (x = 0.00 m)
Cas de charge	51 ELU : 1×1.35 + 18×1.50
Matériau	S 275 – f_y = 275 MPa
Profil	IPE 300
Résultat	**Profil correct ✓**

8.5.2 . Paramètres de la Section (IPE 300)

Paramètre	Valeur	Paramètre	Valeur
h (hauteur)	550.0 mm	γ_{M0}	1.00
b (largeur)	150.0 mm	γ_{M1}	1.00
t_w (âme)	7.1 mm	Classe section	1
t_f (semelle)	10.7 mm	A_x	86.85 cm^2
A_y	32.10 cm^2	A_z	37.53 cm^2
I_y	32800.95 cm^4	I_z	905.43 cm^4
I_x	15.87 cm^4	$W_{pl,y}$	1361.54 cm^3
$W_{pl,z}$	127.04 cm^3		

8.5.3 Efforts Internes et Résistances Ultimes

Effort	E_d	R_d	E_d/R_d
N (Axial)	1573.40 daN	238838.32 daN	0.01
M_y (Flexion Y)	96.06 kN · m	374.42 kN · m	0.26
M_z (Flexion Z)	0.01 kN · m	34.94 kN · m	0.00
V_y (Cisaillement)	5.42 daN	50965.36 daN	0.00
V_z (Cisaillement)	3594.39 daN	59587.64 daN	0.06
T_t (Torsion)	0.00 kN · m	—	0.00

8.5.4 Paramètres de Déversement Latéral (LTB)

Paramètre	Valeur	Paramètre	Valeur
M_{cr}	129.68 kN · m	Courbe LT	d
$L_{cr,low}$	3.78 m	$\bar{\lambda}_{LT}$	1.70
Φ_{LT}	2.08	χ_{LT}	0.28
$\chi_{LT,mod}$	0.28	$M_{b,Rd}$	105.73 kN · m

8.5.5 Formules de Vérification

Résistance de la section (6.2)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{1573.40}{238838.32} = 0.01 < 1.00 \quad \checkmark \qquad (6.2.4.(1))$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} = \frac{96.06}{374.41} = 0.26 < 1.00 \quad \checkmark \qquad (6.2.9.1.(2))$$

$$\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} = \frac{0.01}{34.93} = 0.00 < 1.00 \quad \checkmark \qquad (6.2.9.1.(2))$$

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right)^1 = 0.07 < 1.00 \quad \checkmark \qquad (6.2.9.1.(6))$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,T,Rd}} = 0.00 < 1.00 \quad \checkmark \qquad (6.2.6\text{-}7)$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,T,Rd}} = \frac{3594.39}{59587.64} = 0.06 < 1.00 \quad \checkmark \qquad (6.2.6\text{-}7)$$

Stabilité globale (6.3)

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{96.06}{105.73} = 0.91 < 1.00 \quad \checkmark \qquad (6.3.2.1.(1))$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yy}\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yz}\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} = 0.92 < 1.00 \quad \checkmark \qquad (6.3.3.(4))$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zy}\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zz}\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} = 0.92 < 1.00 \quad \checkmark \qquad (6.3.3.(4))$$

Conclusion : La traverse TRAV_34 en **IPE 300** vérifie toutes les exigences de l'Eurocode 3. Le taux d'utilisation maximal est **0.92** correspondant à la stabilité globale, avec une marge de sécurité de **8%**.

8.6 Vérification de la Poutre PP_194 — IPE 360

8.6.1 Informations Générales

Paramètre	**Valeur**
Norme	EN 1993-1:2005/A1:2014 – Eurocode 3
Type d'analyse	Vérification des pièces
Pièce analysée	194 – PP_194, Point 1 (x = 0.50, L = 3.00 m)
Cas de charge	6 ELU : $1\times1.35 + 2\times1.50$
Matériau	S 275 – $f_y = 275$ MPa
Profil	IPE 360
Résultat	**Profil correct ✓**

8.6.2 Paramètres de la Section (IPE 360)

Paramètre	**Valeur**	**Paramètre**	**Valeur**
h (hauteur)	360.0 mm	γ_{M0}	1.00
b (largeur)	170.0 mm	γ_{M1}	1.00
t_w (âme)	8.0 mm	Classe section	1
t_f (semelle)	12.7 mm	A_x	72.73 cm^2
A_y	48.84 cm^2	A_z	35.14 cm^2
I_y	16265.60 cm^4	I_z	1043.45 cm^4
I_x	39.98 cm^4	$W_{pl,y}$	1019.15 cm^3
$W_{pl,z}$	191.10 cm^3		

8.6.3 Efforts Internes et Résistances Ultimes

Effort	E_d	R_d	E_d/R_d
M_y (Flexion)	94.00 kN · m	280.27 kN · m	0.34
V_z (Cisaillement)	3463.77 daN	55789.07 daN	0.06
T_t (Torsion)	0.00 kN · m	—	0.00

4. Paramètres de Déversement Latéral (LTB)

Paramètre	Valeur	Paramètre	Valeur
M_{cr}	121.91 kN · m	Courbe LT	c
$L_{cr,upp}$	3.00 m	$\bar{\lambda}_{LT}$	1.52
Φ_{LT}	1.64	χ_{LT}	0.38
$\chi_{LT,mod}$	0.38	$M_{b,Rd}$	107.35 kN · m

8.6.4 Formules de Vérification

Résistance de la section (6.2)

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,c,Rd}} = \frac{94.00}{280.27} = 0.34 < 1.00 \quad \checkmark \qquad (6.2.5.(1))$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,T,Rd}} = \frac{3463.77}{55789.07} = 0.06 < 1.00 \quad \checkmark \qquad (6.2.6\text{-}7)$$

$$\frac{\tau_{ty,Ed}}{f_y/(\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} = 0.00 < 1.00 \quad \checkmark \qquad (6.2.6)$$

$$\frac{\tau_{tz,Ed}}{f_y/(\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} = 0.00 < 1.00 \quad \checkmark \qquad (6.2.6)$$

Stabilité globale (6.3)

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{94.00}{107.35} = 0.88 < 1.00 \quad \checkmark \qquad (6.3.2.1.(1))$$

8.6.5 Vérification des Déplacements Limites (ELS)

Flèche	Valeur	Limite L/250	Cas de charge	Statut
u_y	0.0 cm	2.4 cm	7 ELS (1+2)×1.00	Vérifié ✓
u_z	0.5 cm	2.4 cm	7 ELS (1+2)×1.00	Vérifié ✓

Conclusion : La poutre PP_194 en **IPE 360** vérifie toutes les exigences de l'Eurocode 3. Le taux d'utilisation maximal est **0.88** correspondant au déversement, avec une marge de sécurité de **12%**. [3] [6]

Chapitre 9

Les Assemblages

9.1 Introduction

–Les assemblage sont des liaisons et de solidariser entre les différent élément d'une structure métallique , il assureut l transmission des efforts entre des élément structuraux et garantissent la stabilité de l'ouvrage .
- Pour ce chapitre on utilise le logiciels robot structural analysis.
-les assemblages[2]peuvent être cosidèrés comme autant une structure bines dimenssionèe et mal assemblé est comme le (talon d'achille) .

9.2 Types principaux des assemblages

9.2.1 Assemblages boulonnés

-ils utilisent des boulons pour rehir les pieces méttalique .

9.3 Types des boulons

-Boulons ordinaires .
-Boulons HR (haute résistance).

9.3.1 Les avantages

-Montage rapide.
-Demontage possible .
-Facilité dexécution sur chantier .

9.4 Assemblages soudés

-Les éléments sont reliés par soudure .

9.4.1 Types

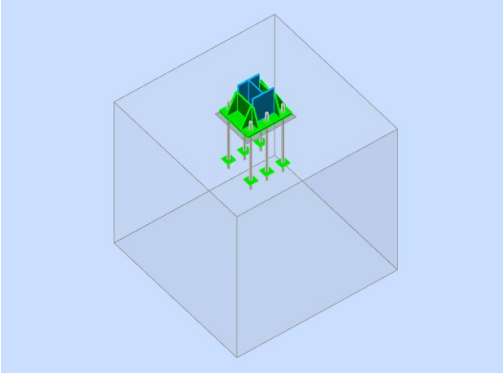
-Soudure dangle .
-Soudage bout a bout.
-Soudure en bouchon.

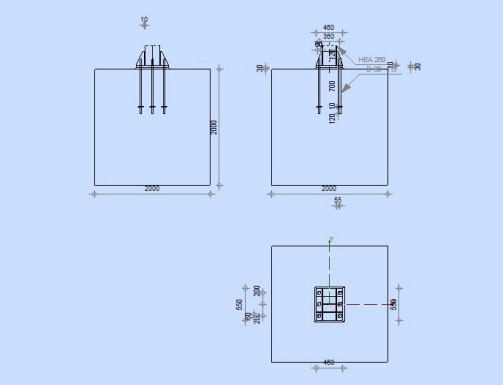
9.4.2 Avantages

-Bonne rigidité .
-Continuité des élément .
-Esthétique meilleure.

-Ces calculs ont été effectués par le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2026 , et les résultats de ces calculs sont résumés comme suit :

9.5 Vérification du Pied de Poteau Encastré — HEA 240





9.5.1 Définition

Le pied de poteau encastré est un assemblage structurel qui assure la liaison entre la base du poteau métallique et la fondation en béton. Son rôle est de transmettre l'ensemble des efforts (effort normal, effort tranchant et moment fléchissant) de la superstructure vers les fondations.

9.5.2 Données générales

Élément	Désignation	Valeur
Poteau	Profilé f_{yc} / f_{uc} h_c / b_{fc} t_{wc} / t_{fc} A_c I_{yc}	HEA 240 — S 275 275 / 430 MPa 230 / 240 mm 8 / 12 mm 76,84 cm² 7763,18 cm
Platine	Dimensions Matériau f_{ypd} / f_{upd}	460×550×30 mm S 235 235 / 360 MPa
Ancrage	Classe Diamètre Disposition f_{yb} / f_{ub}	4.6 d = 30 mm $n_H = 2 \times n_V = 3$ 240 / 400 MPa
Béton	Classe f_{ck}	C25/30 25,00 MPa
Mortier	Épaisseur / $f_{ck,g}$	30 mm / 12 MPa
Coefficients	γ_{M0} / γ_{M2} / γ_C	1,00 / 1,25 / 1,50

Tab. 9.1 : Données générales de l'assemblage HEA 240

9.5.3 Efforts appliqués (ELU)

Effort	Symbole	Valeur
Effort axial	$N_{j,Ed}$	2 382,20 daN
Effort tranchant (y)	$V_{j,Ed,y}$	4,44 daN
Effort tranchant (z)	$V_{j,Ed,z}$	3 213,85 daN
Moment fléchissant (y)	$M_{j,Ed,y}$	–89,10 kN · m
Moment fléchissant (z)	$M_{j,Ed,z}$	0,35 kN · m

Tab. 9.2 : Efforts appliqués à l'assemblage (ELU)

9.5.4 Zone comprimée

La zone comprimée vérifie que le béton sous la platine résiste à la pression transmise par le poteau.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{25}{1{,}5} = 16{,}67 \text{ MPa}$$

$$c = t_p \sqrt{\frac{f_{yp}}{3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M0}}} = 46 \text{ mm}$$

Paramètre	**Symbole**	**Valeur**
Résistance de calcul béton	f_{cd}	16,67 MPa
Résistance du joint	f_j	33,33 MPa
Largeur d'appui additionnelle	c	46 mm
Largeur / Longueur efficaces	b_{eff} / l_{eff}	104 / 332 mm
Résistance béton appui rigide	F_{rdu}	172 592,61 daN
Résistance aile comprimée (y)	$F_{c,fc,Rd,y}$	146 790,21 daN
Résistance aile comprimée (z)	$F_{c,fc,Rd,z}$	127 736,78 daN
Résistance finale (y)	$F_{C,Rd,y}$	**146 790,21 daN**
Résistance finale (z)	$F_{C,Rd,z}$	**127 736,78 daN**

TAB. 9.3 : Résultats de la zone comprimée

9.5.5 Zone tendue

La zone tendue vérifie la résistance des tiges d'ancrage et de la platine selon trois modes de rupture.

$$F_{t,Rd,s} = \beta \times 0{,}9 \times \frac{f_{ub} \times A_b}{\gamma_{M2}} = 0{,}85 \times 0{,}9 \times \frac{400 \times 5{,}61}{1{,}25} = \mathbf{13\,733{,}28} \text{ daN}$$

Mode	**My**	**Mz**
Mode 1 (plastification platine)	96 762,30 daN	113 467,66 daN
Mode 2 (mixte)	44 391,53 daN	41 457,18 daN
Mode 3 (rupture boulon)	**41 199,84 daN**	**27 466,56 daN**
$F_{t,pl,Rd}$ (gouverne)	**41 199,84 daN**	**27 466,56 daN**

TAB. 9.4 : Résistances de la platine — Tronçon en T

9.5.6 Flexion biaxiale (vérification déterminante)

Paramètre	**Axe y**	**Axe z**
Bras de levier z_c / z_t	126 / 180 mm	155 / 200 mm
Résistance $M_{j,Rd}$	122,07 kN · m	7,52 kN · m
Moment $M_{j,Ed}$	89,10 kN · m	0,35 kN · m
Ratio	0,73	0,05

TAB. 9.5 : Vérification à la flexion

$$\frac{M_{j,Ed,y}}{M_{j,Rd,y}} + \frac{M_{j,Ed,z}}{M_{j,Rd,z}} = 0{,}73 + 0{,}05 = \mathbf{0{,}78} < \mathbf{1{,}00} \quad \checkmark$$

9.5.7 Cisaillement

$$V_{j,Rd,z} = n_b \times \min(F_{1,vb,Rd,z},\ F_{2,vb,Rd}) = 6 \times 8\,323{,}96 = 49\,943{,}78 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{j,Ed,z}}{V_{j,Rd,z}} = \frac{3213{,}85}{49943{,}78} = \mathbf{0{,}06} < \mathbf{1{,}00} \quad \checkmark$$

9.5.8 Raidisseurs et soudures

Vérification	**Ratio**	**État**
Raidisseur parallèle à l'âme	0,45	✓
Raidisseur perpendiculaire à l'âme	0,17	✓
Soudures poteau-platine	0,08	✓
Soudures horizontales (déterminantes)	0,32	✓
Soudures verticales	0,15	✓

Tab. 9.6 : Vérification des raidisseurs et soudures

9.5.9 Rigidité de l'assemblage

Axe	$S_{j,ini}$	$S_{j,rig}$	**Classification**
y	28 837,28 kN · m	61 135,04 kN · m	**Semi-rigide**
z	38 293,97 kN · m	21 804,38 kN · m	**Rigide**

Tab. 9.7 : Rigidité rotationelle de l'assemblage

9.5.10 Synthèse des vérifications

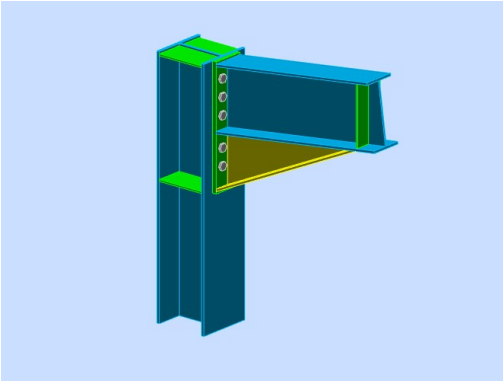
Vérification	**Résistance**	**Ratio**	**État**
Effort axial	$N_{j,Rd} = 82\,400$ daN	0,03	✓
Flexion M_y	$M_{j,Rd,y} = 122{,}07$ kN · m	0,73	✓
Flexion M_z	$M_{j,Rd,z} = 7{,}52$ kN · m	0,05	✓
Flexion biaxiale	—	**0,78**	✓
Cisaillement	$V_{j,Rd} = 49\,944$ daN	0,06	✓
Raidisseurs	—	0,45	✓
Soudures	—	0,32	✓
Composant le plus faible		**Boulon d'ancrage**	
Ratio déterminant		**0,78 ✓**	

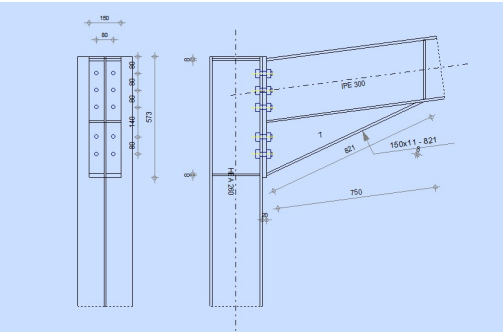
Tab. 9.8 : Synthèse des vérifications — HEA 240

Conclusion L'assemblage HEA 240 vérifie toutes les exigences de l'Eurocode 3. Le ratio déterminant est **0,78** sur la flexion biaxiale, avec une marge de sécurité de **22%**.

⟶ Assemblage satisfaisant vis-à-vis de la norme Eurocode 3 ✓

9.6 Vérification de l'Encastrement Traverse-Poteau — HEA 240 / IPE 300





9.6.1 Définition

L'encastrement traverse-poteau est un assemblage rigide qui relie la poutre (traverse) au poteau du portique. Il transmet le moment fléchissant, l'effort tranchant et l'effort axial entre les deux éléments. Il est composé d'une platine d'about soudée à la poutre, de boulons HR 10.9, d'un jarret inférieur et de raidisseurs dans l'âme du poteau.

9.6.2 Données générales

Élément	**Désignation**	**Valeur**
Poteau	Profilé	HEA 240 — S275
	h_c / b_{fc} / t_{wc} / t_{fc}	230/240/8/12 mm
	A_c / I_{xc}	76,84 cm² / 7763,18 cm
	f_{yc}	275,00 MPa
Poutre	Profilé	IPE 300 — S275
	h_b / b_f / t_{wb} / t_{fb}	300/150/7/11 mm
	A_b / I_{xb}	53,81 cm² / 8356,11 cm
	f_{yb}	275,00 MPa
Boulons	Classe	HR 10.9
	Diamètre	d = 20 mm
	Disposition	$n_h = 2 \times n_v = 5$
Platine	Dimensions	$573 \times 150 \times 20$ mm — S235
Jarret	Dimensions	$150 \times 250 \times 750$ mm — S235
Raidisseurs	Dimensions	$206 \times 116 \times 8$ mm — S235
Soudures	âme / semelle / raidisseur	5 / 8 / 5 mm
Coefficients	γ_{M0} / γ_{M1} / γ_{M2} / γ_{M3}	1,00 / 1,00 / 1,25 / 1,25

Tab. 9.9 : Données générales de l'assemblage

9.6.3 Efforts appliqués (ELU)

Effort	Symbole	Valeur
Moment fléchissant poutre	$M_{b1,Ed}$	–54,97 kN · m
Effort tranchant poutre	$V_{b1,Ed}$	–2720,54 daN
Effort axial poutre	$N_{b1,Ed}$	424,14 daN
Moment fléchissant poteau	$M_{c1,Ed}$	–54,97 kN · m
Effort tranchant poteau	$V_{c1,Ed}$	–424,14 daN
Effort axial poteau	$N_{c1,Ed}$	2592,80 daN

Tab. 9.10 : Efforts appliqués à l'assemblage (ELU)

9.6.4 Résistances de la poutre

Vérification	Résistance	Ratio	État
Traction	$N_{tb,Rd} = 147\,977{,}50$ daN	0,00	✓
Cisaillement	$V_{cb,Rd} = 68\,953{,}91$ daN	0,04	✓
Flexion (sans renforts)	$M_{b,pl,Rd} = 172{,}80$ kN · m	—	—
Flexion (avec jarret)	$M_{cb,Rd} = 389{,}43$ kN · m	—	—
Aile + âme comprimées	$F_{c,fb,Rd} = 71\,936{,}87$ daN	—	—

Tab. 9.11 : Résistances de la poutre IPE 300

9.6.5 Panneau d'âme du poteau en cisaillement (composant déterminant)

Le panneau d'âme du poteau est soumis à un cisaillement important dû au moment transmis par la poutre. C'est le composant le plus faible de l'assemblage.

$$V_{wp,Ed} = \frac{M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}}{z} - \frac{V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}}{2} = -13\,374{,}10 \text{ daN}$$

$$V_{wp,Rd} = \frac{0{,}9 \times A_{vs} \times f_{y,wc}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} + \frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_s} = \mathbf{37\,184{,}60}\ \text{daN}$$

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} = \frac{13374{,}10}{37184{,}60} = \mathbf{0{,}36 < 1{,}00} \quad \checkmark$$

9.6.6 Résistance à la flexion

La résistance à la flexion est calculée rangée par rangée de boulons.

Rangée	**hj (mm)**	**Ftj,Rd (daN)**	**Composant gouvernant**
1	445	23 280,04	Âme du poteau — traction
2	365	12 717,11	Âme du poteau — traction (groupe)
3	225	1 187,45	Panneau d'âme — compression
4	145	0,00	Panneau d'âme épuisé
5	65	0,00	Panneau d'âme épuisé

Tab. 9.12 : Résistance par rangée de boulons

$$M_{j,Rd} = \sum h_j \times F_{tj,Rd} = \mathbf{152{,}54}\ \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{b1,Ed}}{M_{j,Rd}} = \frac{54{,}97}{152{,}54} = \mathbf{0{,}36 < 1{,}00} \quad \checkmark$$

9.6.7 Résistance au cisaillement

$$V_{j,Rd} = n_h \sum F_{vj,Rd} = \mathbf{139\,508{,}04}\ \text{daN}$$

$$\frac{V_{b1,Ed}}{V_{j,Rd}} = \frac{2720{,}54}{139508{,}04} = \mathbf{0{,}02 < 1{,}00} \quad \checkmark$$

$$V_{sj,Rd} = \frac{k_s \cdot n_h \cdot n_v \cdot \mu \cdot F_{p,C}}{\gamma_{M3}} = \mathbf{68\,600{,}00}\ \text{daN}$$

$$\frac{V_{b1,Ed}}{V_{sj,Rd}} = \frac{2720{,}54}{68600{,}00} = \mathbf{0{,}04 < 1{,}00} \quad \checkmark$$

9.6.8 Résistance des soudures

Condition	**Valeur**	**Limite**	**Ratio**	**État**
$\sigma_\perp^2 + 3\tau^2 \leq f_u/(\omega \cdot \gamma_{M2})$	51,79 MPa	360,00 MPa	0,14	✓
$\sigma_\perp^2 + 3(\tau_\perp^2 + \tau_{II}^2) \leq f_u/(\omega \cdot \gamma_{M2})$	47,39 MPa	360,00 MPa	0,13	✓
$\sigma_\perp \leq 0{,}9 \cdot f_u/\gamma_{M2}$	25,89 MPa	259,20 MPa	0,10	✓

TAB. 9.13 : Vérification des soudures

9.6.9 Rigidité de l'assemblage

Paramètre	**Valeur**
Bras de levier équivalent z_{eq}	331 mm
Coefficient k_{eq}	6 mm
Rigidité initiale $S_{j,ini}$	45 507,51 kN · m
Rigidité finale S_j	45 507,51 kN · m
Limite rigide $S_{j,rig}$	18 553,49 kN · m
Limite articulé $S_{j,pin}$	1 159,59 kN · m
Classification	**RIGIDE**

TAB. 9.14 : Rigidité rotationelle de l'assemblage

$$S_{j,ini} = 45507{,}51 > S_{j,rig} = 18553{,}49 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \Rightarrow \quad \textbf{RIGIDE} \quad \checkmark$$

9.6.10 Synthèse des vérifications

Vérification	**Résistance**	**Ratio**	**État**
Panneau d'âme cisaillement (déterminant)	$V_{wp,Rd} = 37\,185$ daN	**0,36**	✓
Flexion M_j	$M_{j,Rd} = 152{,}54$ kN · m	0,36	✓
Cisaillement V_j	$V_{j,Rd} = 139\,508$ daN	0,02	✓
Glissement	$V_{sj,Rd} = 68\,600$ daN	0,04	✓
Soudures	—	0,14	✓
Composant le plus faible		**Panneau d'âme cisaillement**	
Rigidité		**RIGIDE ✓**	
Ratio déterminant		**0,36 ✓**	

Tab. 9.15 : Synthèse des vérifications — HEA 240 / IPE 300

Conclusion : L'assemblage encastrement traverse-poteau **HEA 240 / IPE 300** vérifie toutes les exigences de l'Eurocode 3 EN 1993-1-8. Le composant le plus faible est le **panneau d'âme du poteau en cisaillement** avec un ratio de **0,36**, laissant une marge de sécurité de **64%**. L'assemblage est classé **RIGIDE**.

$\longrightarrow$ Ratio final = **0,36** Assemblage satisfaisant vis-à-vis de la norme Eurocode 3 ✓

[6]

Chapitre 10

Étude d'infrastructure

10.1 Introduction

-Les fondations sont des éléments structuraux situés à la base d'un ouvrage.
-Elles constituent la liaison entre la structure et le sol. Leur rôle principal est de transmettre toutes les charges du bâtiment vers le terrain de manière stable et sécurisée[7].
- Dans ce chapitre, nous présentons les informations et les principes fondamentaux pour l'étude et la vérification de la semelle isolée[8].

10.1.1 Principe

- Les calculs d'une semelle isolée reposent principalement sur la capacité portante du sol et les charges transmises par le poteau.
Le dimensionnement doit satisfaire les vérifications de contrainte, glissement, renversement, poinçonnement et flexion, afin d'assurer la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

10.1.2 Matériaux

-**Béton :** type C25/30
Armature : HA (Haute adhérence), $f_E = 500$ MPa.

10.1.3 Caractéristique du sol

-**La nature de sol :** c'est un sol meuble (catégorie de site S3).
-**La contrainte admissible du sol :** $\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2$ bars.

10.2 Dimensionnement de la semelle

D'après le logiciel Robot, on a les dimensions de la platine

$$\text{a} = 550 \text{ mm}, \quad \text{b} = 550 \text{ mm}$$

$$\text{N}_{\text{sd}} = 252,76 \text{ KN}$$

On pose la condition

$$\frac{\text{A}}{\text{B}} = \frac{\text{a}}{\text{b}} \implies \text{A} = \text{B}$$

Il faut vérifier que $\sigma_{\text{cal}} < \overline{\sigma}_{\text{sol}}$, avec

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{\text{N}_{\text{s}}}{\text{A} \times \text{B}}$$

$$\text{A} \times \text{B} \geq \frac{\text{N}_{\text{s}}}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$\text{A} \times \text{B} \geq \sqrt{\frac{\text{N}_{\text{s}}}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}}}$$

$$\text{A} = \text{B} \geq \sqrt{\frac{252,76}{200}} = 1,15 \text{ m}$$

Pour l'exécution, on adopte

$$\text{A} = \text{B} = 1,2 \text{ m}$$

10.3 Calcul de ferraillage des longrines

-Les longrines sont des éléments horizontaux en béton armé reliant les semelles isolées entre elles.
-Elles jouent un rôle important dans la stabilité et le bon comportement de la structure, notamment en zone sismique.

- **RPA 2024** rend leur utilisation obligatoire dans la majorité des structures. Dans notre cas, la distance entre les portiques est de 15 m, donc il est obligé de faire des longrines.

10.3.1 Hypothèses de calcul

Les calculs sont réalisés selon

-Eurocode2[**7**] pour le béton armé.

-RPA 2024 pour les dispositions sismiques.

10.3.2 Dimensions des longrines

Le RPA 2024 exige les dimensions minimales de la section transversale des longrines suivantes

- 25 cm × 30 cm : sites de catégories S_2 et S_3.

-30 cm × 30 cm : sites de catégories S_4.

Les longrines ou les dispositifs équivalents doivent être calculés pour résister à une force axiale égale à

$$F = \pm\alpha(AIS) \cdot N \geq 20 \text{ KN}^{1}$$

10.4 Calcul du coefficient α et vérification

Le coefficient α dépend de la catégorie de site

$$\alpha^{5} = \begin{cases} 0,3 & \text{pour } S_2 \\ 0,4 & \text{pour } S_3 \\ 0,6 & \text{pour } S_4 \end{cases}$$

Pour notre projet, $\alpha = 0,4$, alors

$$F = 0,4 \times (0,25 \times 1 \times 1,3) \times 252,76 = 32,85 \text{ KN}$$

Comme $32,85$ KN > 20 KN, la condition est vérifiée (CV). Avec $N = 252,76$ KN.

[5] 10-2, page 153

10.5 Ferraillage minimum

Le ferraillage doit respecter un ratio de $0,6\%$ de la section

$$\mathrm{A_{min}} = 0,6\% \times (30 \times 35) = 6,3 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$6 \text{ HA } 12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

10.6 Espacement

L'espacement $\mathrm{S_t}$ doit respecter

$$\mathrm{S_t} \leq \min(20 \text{ cm}, 15 \times \phi_\mathrm{l})$$

$$\mathrm{S_t} \leq \min(20 \text{ cm}, 15 \times 1,2) = 18 \text{ cm}$$

On adopte :

$$\mathrm{S_t} = 20 \text{ cm}$$

10.7 Vérification de la condition de non-fragilité

La section d'acier minimale est donnée par la formule

$$\mathrm{A_{min}} = 0,23 \times \mathrm{b} \times \mathrm{h} \times \frac{\mathrm{f_{t28}}}{\mathrm{f_e}}$$

10.8 Vérification de la condition de non-fragilité (suite)

En utilisant les paramètres donnés

$$\mathrm{A_{min}} = 0,23 \times 0,3 \times 0,35 \times \frac{2,4}{500} = 1,15 \text{ cm}^2$$

10.9 Calcul des armatures transversales

Le diamètre minimal $\phi_{\min}$ des cadres est déterminé par

$$\phi_{\min} \leq \min\left(\frac{\mathrm{h}}{35}, \phi_{\mathrm{l}}, \frac{\mathrm{b}}{10}\right)$$

$$\phi_{\min} \leq \min\left(\frac{350}{35}, 12, \frac{300}{10}\right)$$

$$\phi_{\min} \leq \min(10, 12, 30)$$

On prend :

$$\phi_{\min} = 10 \text{ mm}$$

10.10 Calcul de l'espacement des cadres

L'espacement $\mathrm{S_t}$ est calculé comme suit

$$\mathrm{S_t} \leq \min(20 \text{ cm}, 15 \times \phi_{\mathrm{l}}) \implies \mathrm{S_t} = 15 \text{ cm}$$

Section transversale de la longrine (30 cm x 35 cm) Armatures longitudinales : 6 HA 12 Cadres : ϕ10 espacés de 15 cm

FIG. 10.1 : Détail du ferraillage de la longrine

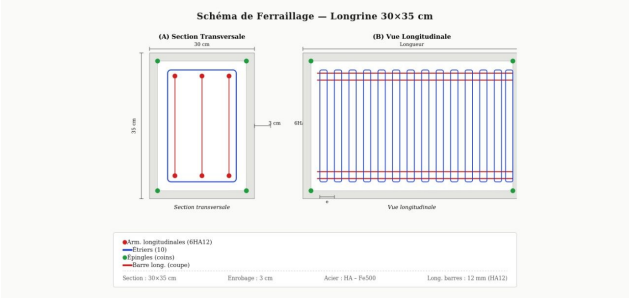
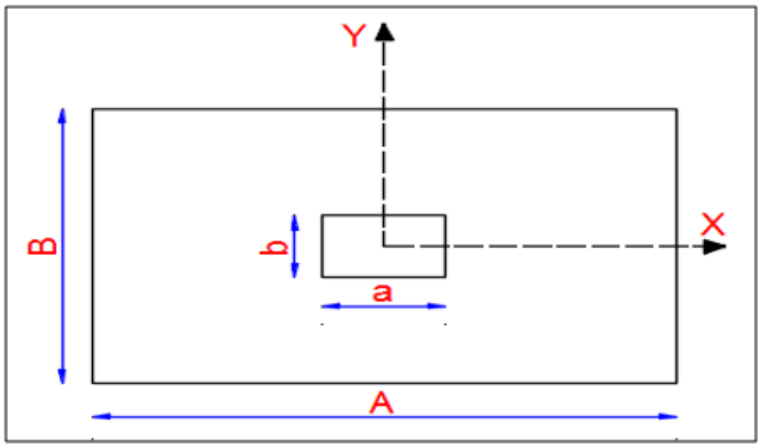


FIG. 10.2 : schéma de ferraillage de longrine

10.10.1 les calcule de semelle

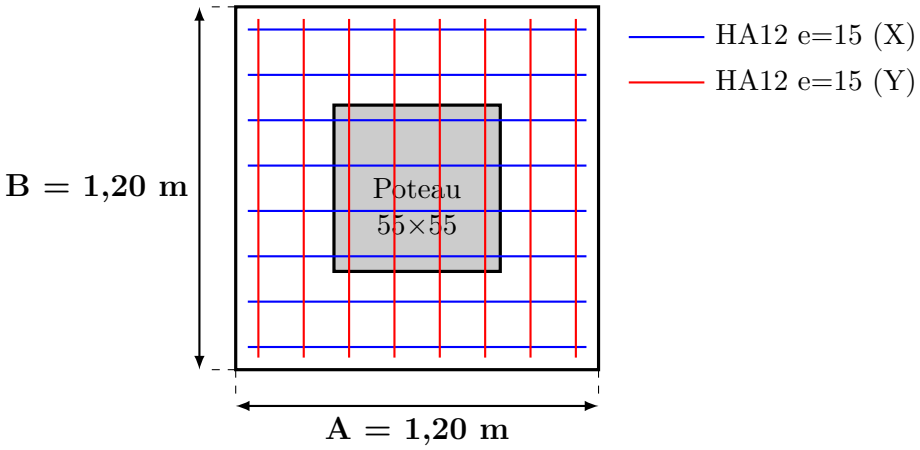


	Réactions		
	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
ELU	168,77	-0,03	2,81
ELS	-121,13	45	45
ACC1	151,17	45	45
ACC2	-252,76	1,11	21,78
ACC3	-56,39	-0,36	65,69
ACC4	-59,18	-1,15	20,63
ACC5	-136,91	0,31	-61,53
ACC6	-252,48	1,11	-16,49
ACC7	42,13	-0,37	-61,49
ACC8	-63,46	-1,16	-17,62

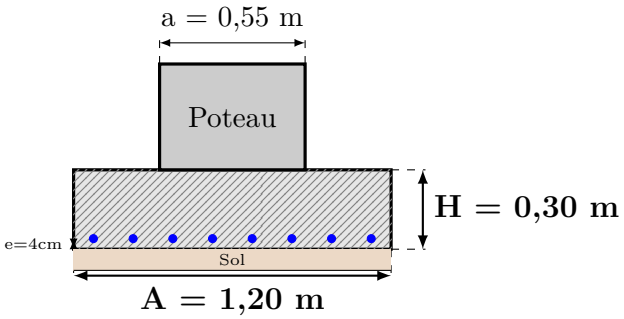
	CALCUL DES ARMATURES			
ELU	1,041624696	114,26675	939130,4348	1,216729282
	1,000444392	109,74925	939130,4348	1,168626273
ACC1	1,744195277	171,3855	1080000	1,586902778
	1,744195277	171,3855	1080000	1,586902778
ACC2	1,215421744	-199,6865	1080000	-1,84894907
	1,010978794	-166,09775	1080000	-1,53794213
ACC3	3,912307147	-143,39975	1080000	-1,32777546
	1,015960277	-37,2385	1080000	-0,34480093
ACC4	1,871493748	-71,99075	1080000	-0,66658102
	1,048580602	-40,33575	1080000	-0,37347917
ACC5	2,123548316	-188,97775	1080000	-1,74979398
	1,005660653	-89,49525	1080000	-0,82865972
ACC6	1,16328026	-190,90825	1080000	-1,76766898
	1,01099097	-165,91575	1080000	-1,53625694
ACC7	4,648825065	127,30575	1080000	1,178756944
	1,021955851	27,98575	1080000	0,259127315
ACC8	1,69413804	-69,8815	1080000	-0,64705093
	1,045698078	-43,134	1080000	-0,39938889

Vérification au non poinçonnement			
$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$		**ELA**	
Pu(KN)	168,77	151,17	
a (m)	0,55	0,55	
b (m)	0,55	0,55	
h (m)	0,30	0,3	
Uc (m)	3,4	3,4	
Condition vérifiée		***Condition vérifiée***	

Ferraillage de la semelle isolée – Vue de dessus



Coupe transversale (A-A)



Récapitulatif du ferraillage

Direction	Section théorique (cm²)	Armatures choisies
A/X	1,59	8HA12 e = 15 cm
A/Y	1,59	8HA12 e = 15 cm

10.11 Les semelles jumelées avec joint sismique

En présence d'un joint sismique, les trois parties de notre structure doivent pouvoir se déplacer indépendamment lors d'un séisme.

Par conséquent, il est généralement interdit de relier les fondations de deux blocs ou trois séparés par une joint sismique au moyen d'une même semelle jumelée.

Pour cela on va faire ce type des fondations.

10.11.1 Objectifs

Cette disposition permet

- D'éviter les chocs entre les trois parties de structure pendant séisme
- De permettre des déplacements relatifs indépendants
- De respecter les exigences du RPA 2024 relatives au comportement sismique des structures

10.11.2 Principe

- Chaque bloc de la structure doit posséder son propre système porteur et ses propres fondations.
- Le joint sismique doit être prolongé depuis la superstructure jusqu'aux fondations.
- Aucune liaison rigide ne doit traverser le joint.

[9]

10.12 Les calculs

Semelles Isolées de Joint:

Dimensionnement

Données :

N1 =	**54,98**	**[kN]**	Effort normal agissant à **l'ELS ou G+Q+1,2E** revenant du poteau 1
N2 =	**19,94**	**[kN]**	Effort normal agissant à **l'ELS ou G+Q+1,2E** revenant du poteau 2
σsol =	**180,00**	**[kN/m²]**	Contriante admissible du sol
a1 =	**0,55**	**[m]**	Petit côté du Poteau 1
a2 =	**0,55**	**[m]**	Petit côté du Poteau 2
b =	**0,55**	**[m]**	Grand côté du Poteau
e =	**0,40**	**[m]**	Epaisseur du joint du délatation

On Pose: a'= (a1+a2+e)

a'= 1,50 m

$$\sigma = \frac{N1+N2}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N1+N2}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

avec A : Longueur de la semelle
B : Largeur de la semelle

On Pose : $B = \frac{b}{a'} \times A$

Donc On Aura : $A \geq \sqrt{\frac{N1+N2}{a' \times \bar{\sigma}_{sol}}} =$ **0,53** **[m]**

Fc28	**30,00**	**[MPa]**	Contrainte admissible à la compression du béton
γsol =	**18,00**	**[kN/m3]**	Poids volumique du sol
D =	**1,00**	**[kN]**	Profondeur d'ancrage de la semelle
M1 =	**-4,58**	**[kN.m]**	Moment agissant à **l'ELS ou G+Q+1,2E** revenant du poteau 1
M2 =	**-13,71**	**[kN.m]**	Moment agissant à **l'ELS ou G+Q+1,2E** revenant du poteau 2

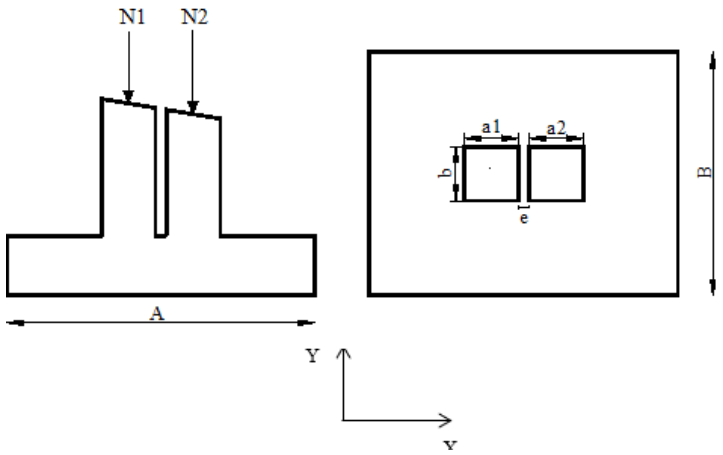


Tableau récapitulatif pour les autres semelles isolées

Type	N1 [KN]	N2 [KN]	a1 [m]	a2 [m]	e [m]	b [m]	a' [m]	A(Ca) [m]	B(Cal) [m]	B(Ad) [m]	A(Ado) [m]	h (Ado) [m]	e' [m]
SJ1	54,98	19,94	0,55	0,55	0,40	0,55	1,50	0,53	0,19	1,80	3,40	0,60	0,56

h : Hauteur Totale de la Semelle (Hauteur Adoptée au meme temps vérifiée le poinçonnement)
e' : Hauteur Utile de la Semelle e'=0.9xh

Vérification des contraintes:

La contrainte obtenue sera calculé par la plus défavorables des combinaisons cité ci-dessous:

ELS ou G+Q+1,2E :

a-Suivant l'axe x-x :

L'excentricité de la résultante des efforts est: $e = \frac{M1 + M2}{N1 + N2}$

$e \le \frac{A}{6} \Rightarrow \sigma_M = \frac{(N1+N2)}{AB}\left(1+\frac{6e}{A}\right) \le 1.33\,\bar{\sigma}_{sol}$ Diagramme des contraintes Trapézoïdal

$e \ge \frac{A}{6} \Rightarrow \sigma_M = \frac{2(N1+N2)}{3B\times(0{,}50\times A - e)} \le 1{,}33\,\bar{\sigma}_{sol}$ Diagramme des contraintes Triangulaire

Type	Comb	N1 [KN]	N2 [KN]	M1 [KN.m]	M2 [KN.m]	B(ad) [m]	A(ad) [m]	e [m]	A/6 [m]	Diag	σ_M [KN/m²]	σ_{sol} [KN/m²]	1.33 σ_{sol} [KN/m²]	Observ
SJ1	ELS	54,98	19,94	-4,58	-13,71	1,80	3,40	-0,24	0,57	Trap	8,64	180,00	239,40	C.V

b-Suivant l'axe y-y :

$e \le \frac{B}{6} \Rightarrow \sigma_M = \frac{(N1+N2)}{A\times B}\left(1+\frac{6e}{B}\right) \le 1{,}33\times\bar{\sigma}_{sol}$ Diagramme des contraintes Trapézoïdal

$e \succ \frac{B}{6} \Rightarrow \sigma_M = \frac{2\times(N1+N2)}{3A\times(0{,}50\times B - e)} \le 1{,}33\times\bar{\sigma}_{sol}$ Diagramme des contraintes Triangulaire

Type	Comb	N1 [KN]	N2 [KN]	M1 [KN.m]	M2 [KN.m]	A(ad) [m]	B(ad) [m]	e [m]	B/6 [m]	Diag	σ_M [KN/m²]	σ_{sol} [KN/m²]	1.33 σ_{sol} [KN/m²]	Observ
SJ1	ELS	54,98	19,94	-4,58	-13,71	3,40	1,80	-0,24	0,30	Trap	2,83	180,00	239,40	C.V

Ferraillage

Combinaison de calcul : (Choix de l'effort le plus défavorable)

1.35 G + 1.5 Q

G + Q +1.2E

Méthode des consoles:

Données :

N1	=	302,63	[kN]	Effort normal agissant à **l'ELU ou G+Q+1,2E**
N2	=	204,32	[kN]	Effort normal agissant à **l'ELU ou G+Q+1,2E**
A	=	3,40	[m]	Grand côté de la semelle adoptée
B	=	1,80	[m]	Petit côté de le semelle adoptée

$$\sigma_{sol} = \frac{N1+N2}{A \times B} = \quad 82,83 \text{ [kN/m²]}$$ Contriante du sol calculée

Calcul du moment fléchissant :

a1=	0,55	[m]
a2=	0,55	[m]
e=	0,40	[m]
a'=a1+a2+e=	1,50	[m]
b=	0,55	[m]

$$M_{x-x} = \frac{\sigma_{sol}\left(\frac{B-b}{2}\right)^2}{2} = \quad 16,18 \text{ [kN.m]}$$ Moment fléchissant au niveau de l'encastrement de la semelle autour de l'axe x-x (suivant le sens B).

$$M_{y-y} = \frac{\sigma_{sol}\left(\frac{A-a'}{2}\right)^2}{2} = \quad 37,38 \text{ [kN.m]}$$ Moment fléchissant au niveau de l'encastrement de la semelle autour de l'axe y-y (suivant le sens A).

Tableau récapitulatif pour les autres semelles

Type	N1 [Kn]	N2 [Kn]	A(ad) [m]	B(ad) [m]	a' [m]	b [m]	σ_{sol} [kN/m²]	M_{x-x} [kN.m]	A [cm²]	M_{y-y} [kN.m]	B [cm²]
SJ1	302,63	204,32	3,40	1,80	1,50	0,55	82,83	16,18	5,84	37,38	13,48

10.12.1 Vérification du Poinçonnement

Formule de Caquot (Calcul Pratique des Ossatures "Albert FUENTES" Page.8)

F_{c28} : Contrainte Admissible a la Compression du béton.

N. : Effort normal Maximum Entre Les Deux Valeurs (N1 et N2).

σ_{sol} : Contrainte admissible du Sol à l'ELS.

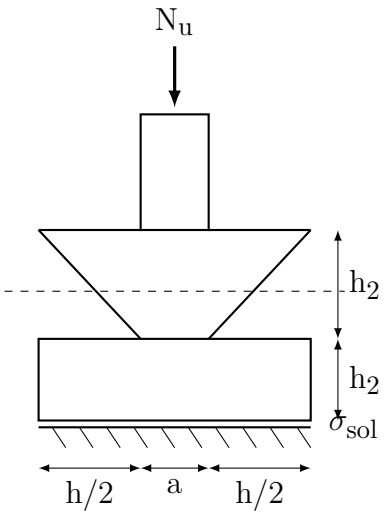
P_c : L'Effort du Poinçonnement.

h_t : Hauteur Totale de la Semelle.

Calcul de P_c :

$$P_c = 0,09 \times (a + b + 2 \cdot h_t) \times h_t \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b}$$

a, b : Dimensions du poteau en "m"



Paramètre	Valeur
Type	S11
a [m]	0,55
b [m]	0,55
ht [m]	0,60
σ_{sol} **[kN/m²]**	180,00
Pc [m]	—
N1 [kN]	302,63
N2 [kN]	204,32
fc28 [kN/m²]	30000
Nu	302,63
Obsv	C.V

10.13 Le ferraillage

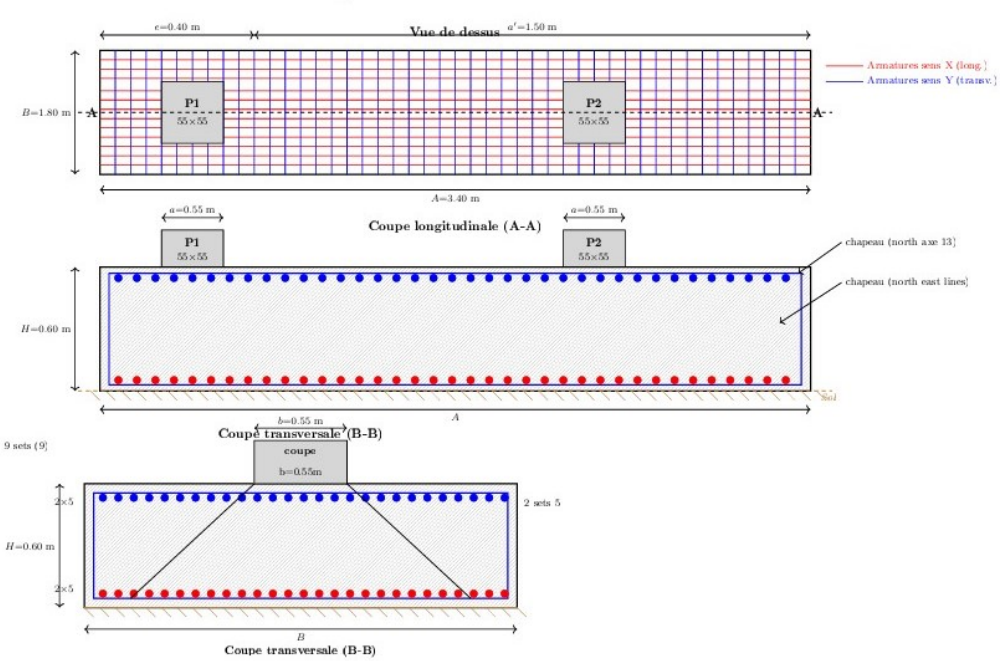


FIG. 10.3 : ferraillage de la semelle

[10]

Chapitre 11

La résistance au feu

11.1 Introduction général sur la résistance au feu

Dans le domaine du génie civil et de la construction métallique, la sécurité incendie constitue un enjeu majeur dès la phase de conception. Si l'acier possède l'avantage d'être un matériau incombustible, il ne brûle pas et ne propage pas les flammes , son comportement mécanique se dégrade de manière critique lorsqu'il est exposé à des températures élevées.

– L'objectif principal de l'étude de la résistance au feu n'est pas de rendre le bâtiment indestructible, mais de garantir sa stabilité structurelle pendant une durée déterminée.

L'acier se caractérise par une conductivité thermique élevée et une faible inertie thermique, ce qui signifie qu'il absorbe et propage la chaleur très rapidement.

11.1.1 Les Stratégies de protection

Lorsque la résistance propre de l'acier nu est insuffisante pour atteindre la durée réglementaire l'ingénieur doit prévoir des systèmes de protection thermique visant à isoler l'acier du flux de chaleur :

11.1.1.1 Les peintures intumescentes

S'activent sousv l'effet de la chaleur pour former une couche de mousse isolante.

– Dans ce chapitre a pour but de calculer au feu certains éléments structures comme les poteaux et les poutres, conformément exposé au feu, en utilise une méthode simplifié selon l'Eurocode 3[11].

11.2 Dimension conditions aux limites et condition du chargement de la structure

Nous considérons comme hypothèse de calcul que la durée de stabilité au feu de notre structure est de 60 min.

Vu que notre structure est divisée en trois parties et chaque partie de structure v'a les mêmes types des profilés pour les éléments structuraux, et son système de contreventement est assuré par une forme en X.

11.2.1 Les dimensions de ces éléments étudiés sont les suivants

- Poteaux internes (continue sur deux N.V) : HEA 240

- Poteaux de rives (continue sur deux N.V) : HEA 240

- Poutre plancher : IPE 360

-Poutre de toiture (traverse) : IPE 300

- Contreventement : cornière $90 \times 90 \times 9$

-Dalle de béton armé d'épaisseur : h = 10 cm

-La portée des poutres et de 7.5 m et la hauteur des poteaux est de 4.5 m pour le premier N.V et de 3.5 m pour le deuxième N.V. Les contreventements sont des doubles cornières, la longueur maxi est de :

$$\sqrt{7.5^2 + 4.5^2} = 8.75 \text{ m}$$

-Les poteaux sont articulés en pied et continue sur les deux N.V. Les assemblages poutres-poteaux sont de type articulés.

11.2.2 Les charge supportées par la structure

-Dalle mixte (béton armé + acier + tôle) = $5,34$ kN/m^2
-Charge d'exploitation= $2,5$ kN/m^2
Poutre de toiture (traverse) :

- Panneau sandwich d'épaisseur 75 mm et de masse = $15,137$ kg/m^2
- Isolation et faux plafond et technique = $0,6$ kN/m^2

-Charge du vent caractéristique = $2,434$ kN/m^2

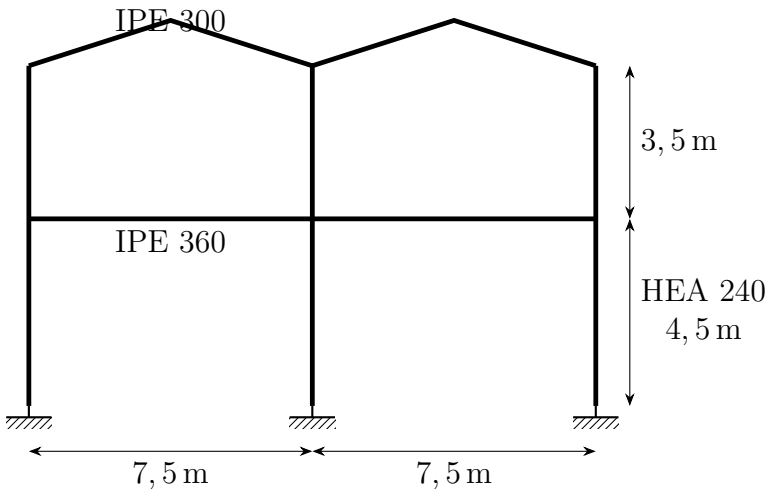


FIG. 11.1 : Vue transversale de pignon

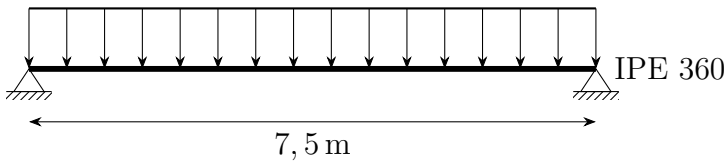


FIG. 11.2 : Condition aux limites et de chargement de la poutre de plancher

11.2.3 Modes de ruine dans le dimensionnement à froid

- Pour ces éléments de structures, les modes de ruine dans le dimensionnement à froid sont les suivants

• **Poutre de plancher**	Flexion	• **Poteau**	Flambement
• **Traverse**	Flexion et déversement	• **Contreventement**	Flambement

11.2.4 Les condition d'exposition ou feu des élément sont

Poutre de plancher : Exposition sur 3 côtés.
Poutre de toiture (traverse) : Exposition sur 4 côtés.
Poteaux : Exposition sur 4 côtés.
Contreventement : Exposition sur 4 côtés.

11.2.5 Valeurs des facteurs d'adaptation (η_{fi})

Les valeurs de η_{fi} sont forfaitaires, à savoir respectivement

$$\eta_{\text{fi}} = 0,65 \quad \text{et} \quad 0,7$$

TAB. 11.1 : Sollicitations mécaniques des éléments en situation d'incendie

Élément	**Poutre de plancher**	**Traverse**	**Poteau int ou de rive**	**Contreventement**
Charge permanente	14,72	0,18	261,8	—
Charge d'exploitation	7,25	—	250	—
Charge de neige	—	0,29	12,8	—
Charge due au vent	—	—	—	480,23
Moment de flexion	498,57	81,491	—	—
Effort tranchant	121,6	2,398	—	—
Effort de compression	—	—	410,18	104,637
A $\eta = \frac{E_{d,fi}}{R_d}$ Moment / Effort tranchant	0,512 / 0,104	0,029 / 0,0038	—	—
B $\eta_{fi,t} = \frac{E_{d,fi}}{E_d}$	0,601	0,711	—	—
C Niveau de chargement	—	0,7	—	—

11.2.6 Classification de l'élément en situation d'incendie

En situation d'incendie, l'élévation de températures affecte gravement la stabilité globale des structures. Les éléments élancés tels que les poutres et les poteaux deviennent alors particulièrement vulnérables à trois phénomènes majeurs d'instabilité

Le flambement : Instabilité combinée sous effort axiale.

Le déversement : Instabilité latérale par torsion des poutres fléchies.

Le voilement local : Des parois de la section droite.

Pour le calcul réglementaire, nous définissons le paramètre ε dépendant de la limite d'élasticité de l'acier $f_y = 275\,\text{MPa}$:

$$\varepsilon = 0,85\sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

En introduisant $f_y = 275\,\text{MPa}$, nous obtenons :

$$\boxed{\varepsilon = 0,79}$$

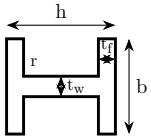
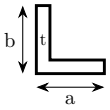
Pour l'analyse de la résistance au feu, la réglementation distingue deux approches selon la classe de la section :

- Élément de **classe 1 à 3**.
- Élément de **classe 4**._

11.2.7 Classification des sections

En situation d'incendie, le critère de classification est plus pénalisant et par conséquent la classe peut augmenter.

TAB. 11.2 : Paramètres géométriques et classification des éléments de structure

Élément	**Poutre plancher**	**Poutre toiture**	**Poteau**	**Contreventement**
Définition des paramètres				
Semelle c/t_f	$\frac{63}{12,7} = 4,96$	$\frac{56,45}{10,7} = 5,27$	$\frac{95,25}{12} = 7,93$	$\frac{85,5}{9} = 9,5$
Âme d/t_w	$\frac{308}{8} = 38,5$	$\frac{248,6}{7,1} = 35,01$	$\frac{164}{7,5} = 21,86$	$\frac{50}{9} = 5,55$
Paroi critère de classes	Semelle $= 0,79 \times 10 = 7,9$ / Âme $= 0,79 \times 33 = 26,07$			—
Classe de l'élément	**2**	**2**	**1**	**1**

11.2.8 Calcul de températures de élément

La détermination de la température critique des éléments de structure classés de 1 à 3 dépend directement du niveau de leur chargement en situation d'incendie. La température critique est définie comme le seuil thermique à partir duquel la capacité de l'élément à supporter une charge donnée atteint l'état de ruine. Conformément à l'Eurocode 3 dans son chapitre dédié au calcul au feu des structures, cette relation est exprimée sous la forme suivante :

$$\Theta_{e,cr} = 39,191 \ln \left[\frac{1}{0,9674 \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482$$

Avec la condition d'application : $\mu_0 \leq 0,013$

Cette formulation n'est applicable que pour les éléments ne présentant pas de risque d'instabilité globale en situation d'incendie, car le cas contraire engendre des calculs extrêmement complexes. Par conséquent, les relations à utiliser pour le calcul de μ_0 dans le cas d'éléments soumis à la traction, à la flexion ou comprimés sans risque d'instabilité sont consignées dans le Tableau 3.

TAB. 11.3 : Formules de calcul du degré d'utilisation μ_0

Type d'éléments	**Formule de calcul de μ_0**
Éléments tendus ou comprimés sans risque d'instabilité	$\mu_0 = \dfrac{\eta_{\mathrm{fi,t}} \cdot \gamma_{\mathrm{M,fi,1}}}{\chi_{\mathrm{fi}} \cdot \gamma_{\mathrm{M}}}$
Éléments simplement fléchis	$\mu_0 = \dfrac{\eta_{\mathrm{fi,t}} \cdot \gamma_{\mathrm{M,fi,1}}}{\mathrm{M}_{\mathrm{fi},\theta} \cdot \mathrm{K}_1 \cdot \mathrm{K}_2}$

L'introduction des coefficients K_1 et K_2 qui sont des facteurs d'adaptation pour des poutres à température non uniforme avec un gradient thermique en section (K_1) ou / et sur la longueur (K_2).

TAB. 11.4 : Valeurs des facteurs d'adaptation thermique K_1 et K_2

Section		**K1**
Poutres protégées	4 côtés exposés	1,00
	3 côtés exposés	0,7
Poutres non-protégées	4 côtés exposés	1
	3 côtés exposés	0,85
Longueur de l'élément		**K2**
Poutres continues	Section à mi-travée	1
	Section aux appuis centraux	0,85

Il convient de noter que l'évaluation du taux d'utilisation en situation d'incendie pour les poteaux soumis à un risque d'instabilité (tel que le flambement) s'avère plus complexe. Cette complexité découle principalement de la réduction de la longueur de flambement au sein d'une ossature contreventée, ce qui induit une capacité de résistance accrue.
La température ambiante élevée constitue le paramètre prédominant qui affecte l'élancement réduit, nécessitant ainsi l'ajustement de ce dernier selon la formulation suivante :

$$\bar{\lambda}_{\mathrm{fi}} = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{\mathrm{K}_{\mathrm{y},\theta}}{\mathrm{K}_{\mathrm{E},\theta}}}$$

Où $K_{y,\theta}$ et $K_{E,\theta}$ représentent, respectivement, les coefficients de réduction de la limite d'élasticité et du module d'élasticité longitudinale de l'acier à haute température.

Pour simplifier le calcul direct de la température critique, il est d'usage courant d'adopter la formule d'approximation suivante :

$$\bar{\lambda}_{fi} = 1,3 \cdot \bar{\lambda}$$

En revanche, la détermination de 'élancement réduit des poteaux $\bar{\lambda}$ doit impérativement être effectuée en se basant sur la longueur de flambement l_{fi} appropriée en situation d'incendie.

Élément	**Sous-élément**	**Poutre**	**Traverse**	**Poteau**	**Contrev.**
Long. flambement	-	-	-	3.15 m	8 m
Élanc. froid	-	-	0.622	0.405	1.52
Élanc. incendie	-	-	0.808	0.526	1.976
Résistance	-	-	1011.61	1442.79	58.07
Taux d'util.	Sans Prot.	0.412	0.589	0.613	0.321
	Avec Prot.	0.510	-	-	-
Temp. crit. (°C)	Sans Prot.	615.21	557.48	550.53	653.51
	Avec Prot.	581.47	-	-	-

11.2.9 Calcul de l'échauffement des élément en acier

$$\left[\frac{A_m}{V}\right]_b = \frac{b_f + 2(h_w + t_{f1} + t_{f2})}{b_g t_{f1} + b_g t_{f2} + h_w t_w}$$

11.2.9.1 calcul de facture de massivité

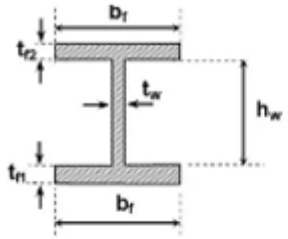
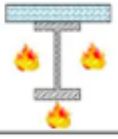
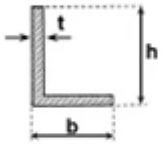
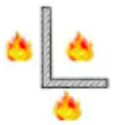
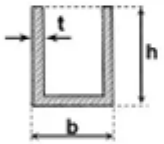
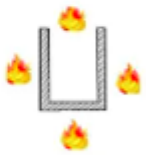
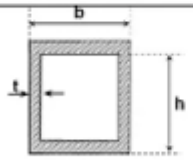
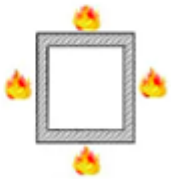
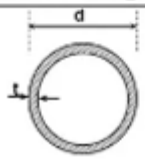
Cas	Exposition au feu	Facteur de massiveté $[A_m / V]_b$ [m^{-1}]
 Profilé en I ou H		$\left[\frac{A_m}{V}\right]_b = \frac{2(b_f + h_w + t_{f1} + t_{f2})}{b_f t_{f1} + b_f t_{f2} + h_w t_w}$
		$\left[\frac{A_m}{V}\right]_b = \frac{b_f + 2(h_w + t_{f1} + t_{f2})}{b_f t_{f1} + b_f t_{f2} + h_w t_w}$
 Cornière		$\left[\frac{A_m}{V}\right]_b = \frac{b + h + 2t + \sqrt{(h-t)^2 + (b-t)^2}}{bt + (h-t)t}$
 Cornière		$\left[\frac{A_m}{V}\right]_b = \frac{2b + 2h}{2bt + 2(h-t)t}$
 Tube rectangulaire		$\left[\frac{A_m}{V}\right]_b \cong \frac{1}{t}$
 Tube rond		$\left[\frac{A_m}{V}\right]_b \cong \frac{2}{t}$

FIG. 11.3 : facture de massivété

TAB. 11.5 : Facteur de massiveté

Élément	**Poutre du plancher**	**Poutre de traverse**	**Poteau interne ou de rive**	**Contreventement**
Section	IPE 360	IPE 300	HEA 240	290 × 90 × 9
Facteur de massiveté $\frac{1}{m}$	153,76	198,88	128,67	134,89

Tab. 11.6 : Facteur de massiveté – Échauffement de l'élément non protégé

Élément	**Section**	**Échauffement de l'élément non protégé**		
		15 min	**30 min**	**60 min**
Poutre de plancher	IPE 300	635,5 °C	759,80 °C	940 °C
Traverse	IPE 300	670 °C	808,48 °C	940 °C
Poteau	HEA 240	620,69 °C	788,31 °C	939 °C
Contreventement	L $90 \times 90 \times 9$	620 °C	731,40 °C	940 °C

11.2.10 Épaisseur de protection

- Ce revêtement protection peut être sous forme de peinture ignifuge ou de matériaux isolants spéciaux. L'objectif de cette protection est de retarder la montée en température de la structure métallique pendant une durée de 60 min de résistance au feu.

Tab. 11.7 : Épaisseur de protection des éléments pour assurer 60 min de résistance au feu

Élément	**Section**	**Facteur de massiveté**	**Température critique (°C)**	**Épaisseur de protection**
Poutre de plancher	IPE 300	153,76	615,21	16 mm
Traverse	IPE 300	198,088	557,48	16 mm
Poteau	HEA 240	128,67	550,53	16 mm
Contreventement	L $90 \times 90 \times 9$	134,89	653,51	16 mm

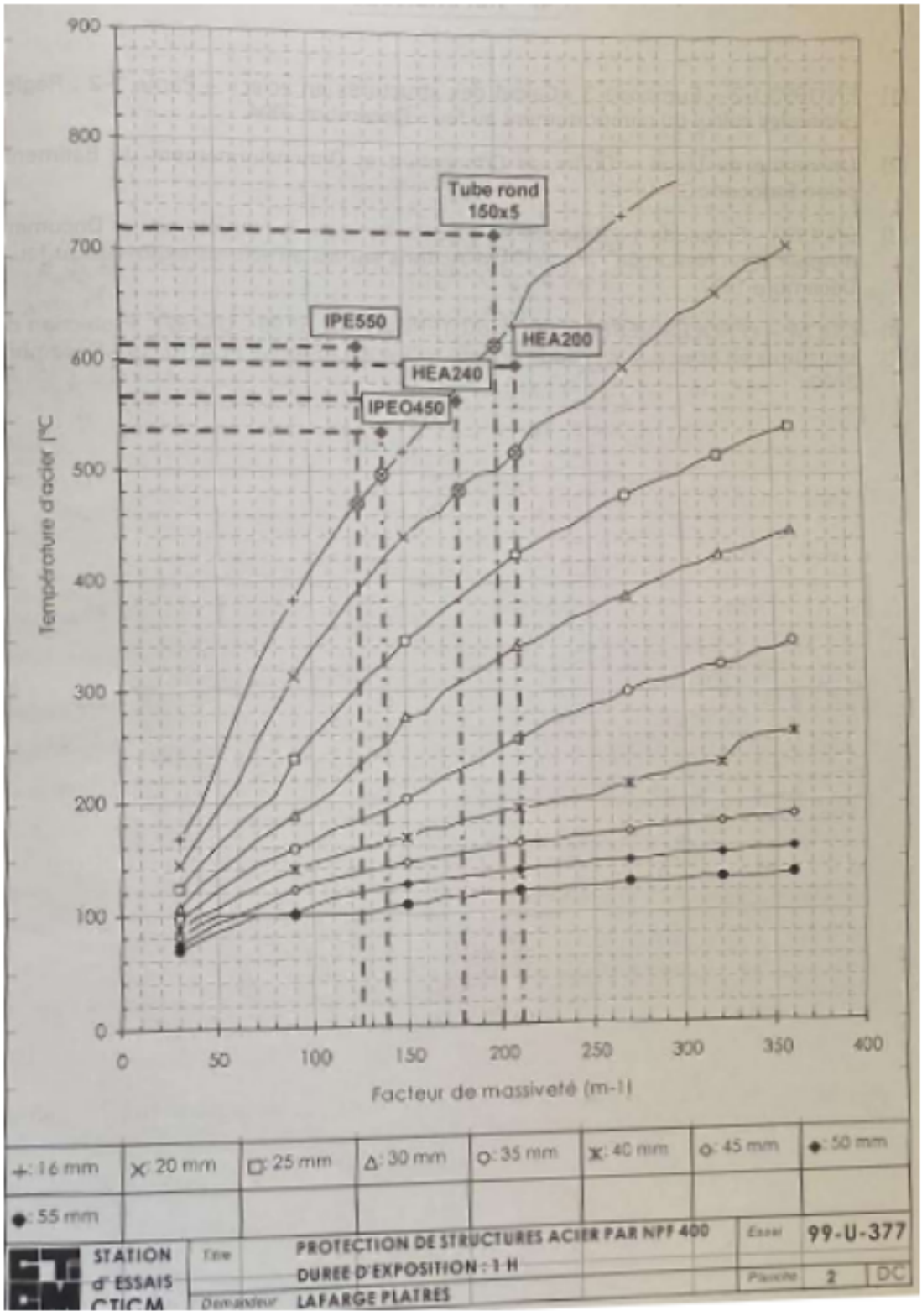


FIG. 11.4 : Abaque de dimensionnement pour déterminer l'épaisseur de protection

Conclusion Générale

-Ce mémoire de fin d'étude qui est intitulé conception et étude d'une structure métallique R+1 à usage de bureaux et habitation avec prise en compte de la résistance au feu , constitue une étape essentielle pour garantir la sécurité , la stabilité et la durabilité de l'ouvrage .cette étude repose sur l'analyse des différentes sollicitations agissant sur la structure , notamment les charges permanentes , les charges d'exploitation , et les actions climatiques (vent , neige) selon le DTR Algérienne RNV 2013 ainsi que les actions sismiques conformément au RPA 2024 et aux EUROCODES et CCM97 avec la protection au feu .
par ailleurs , le dimensionnement des éléments porteurs et secondaires , des assemblages , des contreventements , des planchers collaborantes et des fondations contribue au bon fonctionnement global de la structure sous les différentes combinaison des charges. une attention particulière est également portée aux disposition parasismiques , aux vérifications de stabilité.
- Tous ces vérifications et calcul faite à l'aide de logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONNAL 2026 pour l'analyse globale et sismique et assemblage de la structure.
- Toute fois ,sensible aux températures élevées , ce qui nécessite une vérification rigoureuse de la résistance au feu des éléments structuraux et leurs protection.
- L'étude de feu permet de déterminer le comportement de la structure en situation d'incendie à travers l'évaluation de la température critique , du niveau de chargement et du temps de résistance requis a fin d'assurer la stabilité des éléments porteurs pendant la durées réglementaires , des solutions de protections passive telles que les peintures intumescentes , les flocages ou les plaques de protection sont mises en œuvre conformément aux exigences de l'EUROCODE 3.
- En conclusion , une conception correcte d'une structure métallique permet d'obtenir un ouvrage économique , fiable et performant , répondant aux exigences de sécurité des occupants tout en assurant la continuité de la structure en situation normale et accidentelle et le plus important élément de toute l'étude d'une ossature métallique les assemblages .

Bibliographie

[1] CGS, *RNV 2013 : Règlement Neige et Vent (Pour l''étude climatique Neige et Vent)*, 2013.

[2] CEN, *Eurocode 3 : Calcul de Structure en acier – Partie 1-8 : Calcul des assemblages (CEN 2005)*, 2005.

[3] Ministère de l'Habitat, Algérie, *CCM 97 : Règle de conception et de calcul des structures en acier*, 1997.

[4] *Eurocode 4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton*, Paris, France, 1994.

[5] Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, *Règles Parasismiques Algériennes, RPA 2024*, Algérie, 2024.

[6] Autodesk, *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2026*, version 2026, 2026.

[7] CEN, *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton armê*, Pour le béton armé, 2004.

[8] CEN, *Eurocode 7 : Calcul géotechnique*, 2004.

[9] Autodesk, *AutoCAD 2022*, version 2022, 2022.

[10] Ministère de l'Équipement, France, *BAEL 91/99 : Règles téchniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armés*, 1999.

[11] CEN, *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier en situation d'incendie : Action au feu sur les structures en acier*, 2005.