

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique



LABORATOIRE MATERIAUX DE GENIE CIVIL
ET ENVIRONNEMENT

Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Étude d'un bâtiment en structure métallique à usage de bureaux (en R+4 et un sous-sol)

Réalisé par :

Hamza MELLAKHI et Ahmed Salim BENAICHE

Présenté et soutenu publiquement le 12/07/2021

Composition du Jury :

Président	M. Saadi LAKEHAL,	MC B	ENP
Promoteur	M. Brahim Khalil BENZAOUZ,	MC A	ENP
Examinatrices	Mme Messaouda CHERRAK,	MC B	ENP
	Mme Nadja BAOUCHE,	MA A	ENP

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique



LABORATOIRE MATERIAUX DE GENIE CIVIL
ET ENVIRONNEMENT

Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Étude d'un bâtiment en structure métallique à usage de bureaux (en R+4 et un sous-sol)

Réalisé par :

Hamza MELLAKHI et Ahmed Salim BENAICHE

Présenté et soutenu publiquement le 12/07/2021

Composition du Jury :

Président	M. Saadi LAKEHAL,	MC B	ENP
Promoteur	M. Brahim Khalil BENZAOUZ,	MC A	ENP
Examinatrices	Mme Messaouda CHERRAK,	MC B	ENP
	Mme Nadjia BAUCHE,	MA A	ENP

ملخص

يشمل هذا المشروع دراسة مبنى إداري ذو هيكل معدني، متكون من طابق سفلي، طابق أرضي وأربعة طوابق. يقع المبنى في بلدية حيدرة، ولاية الجزائر العاصمة، التي تصنف منطقتها كمنطقة زلزالية III وفقاً للقواعد الجزائرية للزلازل RPA99 version 2003، منطقة رياح I ومنطقة ثلوج B وفقاً لنظام الثلوج والرياح RNV 2013. تم تحديد أبعاد ودراسة العناصر الفولاذية وفقاً للنظامين CCM 97 و Eurocode 3. ثم تم حساب عناصر الخرسانة المسلحة وفقاً للنظام CBA 93 (أو B.A.E.L.91 R 99). وأخيراً تم دراسة العناصر المختلطة (الأرضية المركبة) وفقاً لتعليمات Eurocode 4. استقرار المبنى مضمون عن طريق العوارض، الأعمدة ونظام الدعم. تم إجراء جزء من الدراسة وتحليل المبنى على برنامج Autodesk Robot Structural Analysis 2020.

الكلمات الدالة:

مبنى إداري، الهياكل الفولاذية، تصميم، الدراسة الزلزالية، CCM97.

Abstract

This project consists on studying a steel framed office building, composed of a basement, a ground floor, and four stories. The construction is located in the commune of Hydra, city of Algiers, whose region is classified as seismic zone III according to the Algerian seismic code RPA99 version 2003, wind zone I and snow zone B according to the snow and wind regulation RNV 2013. The design and study of the steel frame elements are conducted in accordance with CCM 97 code and Eurocode 3. Then, the calculation of the reinforced concrete elements is carried out according to CBA 93 (or B.A.E.L.91 R 99) regulation. And finally, the mixed elements (composite slab) are studied according to the instructions of Eurocode 4. The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and the bracing system. Part of the study and the analysis of the structure were done with the software Autodesk Robot Structural Analysis 2020.

Keywords:

Office building, steel structures, design, seismic study, CCM 97.

Résumé

Le présent projet consiste à étudier un bâtiment en structure métallique à usage de bureaux en R+4 et un sous-sol. L'ouvrage en question est implanté à la commune de Hydra, Wilaya d'Alger, dont la région est classée en zone de sismicité III selon les règles parasismiques Algériennes RPA99 version 2003, zone de vent I et zone de neige B selon le règlement neige et vent RNV 2013. En premier lieu, le dimensionnement et l'étude des éléments en charpente métallique sont faits conformément aux règlements CCM 97 et l'Eurocode 3. Ensuite, le calcul des éléments en béton armé est fait selon le règlement CBA 93 (ou B.A.E.L.91 R 99). Et enfin les éléments mixtes (plancher collaborant) sont étudiés en suivant les consignes de l'Eurocode 4. La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et le système de contreventement. Une partie de l'étude et l'analyse de l'ouvrage ont été faites sur le logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis 2020.

Mots clés:

Immeuble de bureaux, structures métalliques, dimensionnement, étude sismique, CCM 97.

Remerciements

Tout d'abord nous tenons à remercier ALLAH le tout puissant de nous avoir donné la santé, la volonté, le courage et la patience pour mener à terme notre formation et pourvoir réaliser ce travail.

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui nous voudrions témoigner toute notre gratitude. Sans leur aide ce travail reste incomplet.

Nous voudrions tout d'abord adresser toute notre reconnaissance à notre encadreur M. Brahim Khalil BENAZZOUZ notre enseignant à l'Ecole Nationale polytechnique le partage de son expertise au quotidien, sa disponibilité, et son envie de nous faire progresser nous ont permis de réaliser notre projet dans de très bonnes conditions et afin que l'avancement de notre étude soit le plus efficace possible.

Nos remerciements vont également à Mme Hamidi MARIA Ingénieur en Génie Civil au sein de l'entreprise BEREP, pour son encadrement de qualité, sa motivation professionnelle, ses conseils et critiques constructives, ses corrections, sa gentillesse et sa patience ainsi pour le temps qu'elle a consacré à la réalisation de ce travail.

Nous tenons aussi à remercier sincèrement les membres du jury M. Saadi LAKEHAL, Mme Messaouda CHERRAK et Mme Nadja BAUCHE, qui nous font le grand honneur d'évaluer ce travail. Nous tenons à saisir cette occasion et adresser nos profonds remerciements à tous nos professeurs pour leurs enseignements de qualité et leurs conseils qui nous ont permis de poursuivre notre itinéraire académique jusqu'à présent.

Nous remercions Monsieur le directeur technico-commercial M. Sidali KAYA et M. Abdelkrim SOUALMI, de nous avoir accepté au sein de l'entreprise BEREP et de nous avoir proposé l'étude de ce projet, ainsi que pour le soutien et toutes les informations qu'il nous ont apporté, pour les conseils qu'ils nous ont donnés, leur patience et leur intérêt porté sur le travail que nous avons réalisé.

Nos remerciements les plus chaleureux vont à nos familles respectives pour leurs conseils ainsi que leur soutien inconditionnel, tout au long de nos années d'études. Et enfin nos camarades pour les excellents moments que nous avons passés avec eux tout au long de cette année.

Tables des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des abréviations

Introduction générale..... 23

Chapitre I : Généralités sur l'ouvrage

I.1 Introduction 25

I.2 Description du projet 25

I.3 Caractéristiques de l'ouvrage 25

I.3.1 Caractéristiques géométriques 25

I.3.2 Implantation 26

I.3.3 Données géotechniques 26

I.4 Éléments constituant l'ouvrage 26

I.4.1 Ossature 26

I.4.2 Plancher 27

I.4.3 Escalier et ascenseur 27

I.4.4 Revêtement 27

I.4.5 Fondation 27

I.4.6 Acrotère 27

I.5 Généralités sur les matériaux 27

I.5.1 Béton 27

I.5.2 Acier 28

I.6 Conclusion 28

Chapitre II : Évaluation des charges et surcharges

II.1 Introduction 30

II.2 Actions Permanentes 30

II.3 Actions Variables 30

II.4 Combinaisons d'actions 30

II.5 Evaluation des charges et des surcharges 31

II.5.1 Charges permanentes et surcharges d'exploitation 31

II.5.2 Charges Climatiques 33

II.5.2.1 Actions de la neige	33
II.5.2.2 Actions du vent	33
II.5.2.2.1 Procédures de calcul	34
II.5.2.2.2 Pression dynamique de référence	34
II.5.2.2.3 Hauteur de référence	34
II.5.2.2.4 Catégorie de terrain et facteurs de site	35
II.5.2.2.5 Coefficient de rugosité	35
II.5.2.2.6 Coefficient de topographie	35
II.5.2.2.7 Intensité de turbulence	36
II.5.2.2.8 Coefficient d'exposition	36
II.5.2.2.9 Pression dynamique de pointe	36
II.5.2.2.10 Coefficient de pression extérieure	37
II.5.2.2.11 Coefficient de pression intérieure	42
II.5.2.2.12 Pression aérodynamique	42
II.5.2.2.13 Coefficient dynamique	43
II.5.2.2.14 Actions d'ensemble	43
II.6 Conclusion	45

Chapitre III : Prédimensionnement des éléments

III.1 Introduction	47
III.2 Prédimensionnement	47
III.2.1 Prédimensionnement des poutres secondaires/solives (étage courant)	47
III.2.1.1 Prédimensionnement du profilé à l'ELS (condition de flèche)	48
III.2.1.2 Vérification de l'état limite de service de vibration	49
III.2.1.3 Vérification de la condition de résistance à l'ELU	49
III.2.2 Prédimensionnement des poutres secondaires/solives (terrasse)	51
III.2.2.1 Prédimensionnement du profilé à l'ELS (condition de flèche)	51
III.2.2.2 Vérification de l'état limite de service de vibration	51
III.2.2.3 Vérification de la condition de résistance à l'ELU	52
III.2.3 Prédimensionnement des poutres principales (étage courant)	52
III.2.3.1 Prédimensionnement du profilé à l'ELS (condition de flèche) L=6m	52
III.2.3.2 Vérification de l'état limite de service de vibration	54
III.2.3.3 Vérification de la condition de résistance à l'ELU	54

III.2.3.4 Prédimensionnement du profilé à l'ELS (condition de flèche) L=12m	55
III.2.3.5 Vérification de l'état limite de service de vibration	56
III.2.3.6 Vérification de la condition de résistance à l'ELU	57
III.2.4 Prédimensionnement des poutres principales (terrasse)	57
III.2.4.1 Prédimensionnement du profilé à l'ELS (condition de flèche) L=6m	57
III.2.4.2 Vérification de l'état limite de service de vibration	58
III.2.4.3 Vérification de la condition de résistance à l'ELU	59
III.2.4.4 Prédimensionnement du profilé à l'ELS (condition de flèche) L=12m	59
III.2.4.5 Vérification de l'état limite de service de vibration	60
III.2.4.6 Vérification de la condition de résistance à l'ELU	60
III.2.5 Prédimensionnement des poutres consoles (étage courant)	60
III.2.5.1 Prédimensionnement du profilé à l'ELS (condition de flèche)	60
III.2.5.2 Vérification de l'état limite de service de vibration	61
III.2.5.3 Vérification de la condition de résistance à l'ELU	62
III.2.6 Prédimensionnement des poutres consoles (terrasse)	62
III.2.6.1 Prédimensionnement du profilé à l'ELS (condition de flèche)	62
III.2.6.2 Vérification de l'état limite de service de vibration	63
III.2.6.3 Vérification de la condition de résistance à l'ELU	63
III.2.7 Prédimensionnement des poteaux	63
III.2.7.1 Surface d'influence	63
III.2.7.2 Prédimensionnement du profilé sous l'effort normal N_{sd}	65
III.2.7.3 Vérification du profilé vis-à-vis du flambement	67
III.3 Conclusion	69

Chapitre IV : Étude du plancher collaborant

IV.1 Introduction	71
IV.2 Procédures et hypothèses de calcul	71
IV.3 Étude en phase de construction	72
IV.3.1 Dimensionnement des solives (condition de flèche)	72
IV.3.2 Vérifications de résistance	73
IV.4 Etude en phase finale	74
IV.4.1 Propriétés de la section mixte	74
IV.4.1.1 Largeur participante de la dalle	74

IV.4.1.2 Axes neutres	75
IV.4.1.3 Inertie mixte homogénéisée	76
IV.4.2 Vérifications de la condition de flèche	77
IV.4.3 Vérifications de résistance	77
IV.5 Étude des connecteurs	78
IV.5.1 Résistance de calcul des connecteurs	78
IV.5.2 Nombre et espacement des connecteurs	79
IV.6 Étude du Ferrailage	80
IV.7 Conclusion	80
 Chapitre V : Étude sismique	
V.1 Introduction	82
V.2 Choix de la méthode de calcul	82
V.3 Contreventement et stabilité	82
V.3.1 Positionnement des palées de contreventement	83
V.4 Calcul de la force sismique	84
V.4.1 Paramètres de classification	85
V.4.2 Spectre de réponse de calcul	85
V.4.3 Nombre de modes à considérer	86
V.4.4 Combinaison des réponses modales	88
V.4.5 Résultante des forces sismiques	88
V.4.6 Vérification de la résultante des forces sismiques	88
V.4.7 Vérification vis-à-vis des déformations	90
V.4.8 Vérification vis-à-vis de l'effet du deuxième ordre (P- Δ)	91
V.5 Conclusion	92
 Chapitre VI : Dimensionnement et vérification de l'ossature	
VI.1 Introduction	94
VI.2 Dimensionnement des poteaux	94
VI.2.1 Vérifications vis-à-vis du déversement combiné	94
VI.2.2 Vérifications vis-à-vis du flambement par flexion	95
VI.2.3 Vérifications vis-à-vis du cisaillement	97
VI.3 Dimensionnement des poutres	98
VI.4 Dimensionnement des barres de contreventement	99

VI.4.1 Vérification à la traction (contreventement en X)	99
VI.4.2 Vérification à la compression (contreventement en V)	100
VI.4.3 Vérification vis-à-vis du flambement	100
VI.5 Dimensionnement des escaliers	102
VI.5.1 Dimensions	103
VI.5.2 Calcul du ferrailage	103
VI.5.2.1 Calcul du ferrailage longitudinal	104
VI.5.2.2 Calcul du ferrailage transversal	107
VI.6 Dimensionnement de l'acrotère	107
VI.6.1 Calcul des efforts	108
VI.6.2 Ferrailage de L'acrotère	108
VI.6.2.1 Calcul du ferrailage longitudinal	108
VI.6.2.2 Calcul du ferrailage transversal	110
VI.7 Conclusion	111
Chapitre VII : Étude des assemblages	
VII.1 Introduction	113
VII.2 Principes généraux	113
VII.3 Assemblage poteau-poutre	114
VII.3.1 Assemblage poteau-poutre secondaire (HEB 600-IPE 200)	114
VII.3.1.1 Dispositions constructives	115
VII.3.1.2 Vérifications de résistance des boulons	115
VII.3.1.3 Vérification des sections au cisaillement de bloc pour un effort axial	117
VII.3.1.4 Vérification des sections au cisaillement de bloc pour un effort transversal	118
VII.3.2 Assemblage poteau-poutre principale (HEB 600-IPE 330)	118
VII.3.2.1 Dispositions constructives	119
VII.3.2.2 Résistance panneau d'âme de poteau en cisaillement	119
VII.3.2.3 Résistance des semelles et l'âme de poutre en compression	120
VII.3.2.4 Résistance de l'assemblage à la flexion	120
VII.3.2.5 Résistance de l'assemblage au cisaillement	122
VII.3.2.6 Résistance des soudures	123
VII.3.3 Assemblage poteau-poutre principale (HEB 600-IPE 360)	124
VII.3.3.1 Dispositions constructives	125

VII.3.3.2	Résistance panneau d'âme de poteau en cisaillement	125
VII.3.3.3	Résistance de l'assemblage à la flexion	126
VII.3.3.4	Résistance de l'assemblage au cisaillement	126
VII.3.3.5	Résistance des soudures	127
VII.3.4	Assemblage poteau-poutre principale (HEB 600-IPE 600)	127
VII.3.4.1	Dispositions constructives	127
VII.3.4.2	Résistance panneau d'âme de poteau en cisaillement	128
VII.3.4.3	Résistance de l'assemblage à la flexion	128
VII.3.4.4	Résistance de l'assemblage au cisaillement	129
VII.3.4.5	Résistance des soudures	129
VII.4	Assemblage poutre-solive	129
VII.4.1	Assemblage poutre principale-solive (IPE 600-IPE 140)	130
VII.4.1.1	Dispositions constructives	130
VII.4.1.2	Vérifications de résistance des boulons	131
VII.4.1.3	Vérification des sections au cisaillement de bloc pour un effort axial	132
VII.4.1.4	Vérification des sections au cisaillement de bloc pour un effort transversal	132
VII.4.2	Assemblage poutre principale-solive (IPE360-IPE 140)	132
VII.4.2.1	Dispositions constructives	133
VII.4.2.2	Vérifications de résistance des boulons	134
VII.4.2.3	Vérification des sections au cisaillement de bloc pour un effort axial	134
VII.4.2.4	Vérification des sections au cisaillement de bloc pour un effort transversal	135
VII.4.3	Assemblage poutre principale-solive (IPE330-IPE 140)	135
VII.5	Assemblage poteau-poteau (raboutage)	135
VII.5.1	Assemblage poteau-poteau (HEB 600-HEB600)	135
VII.5.1.1	Dispositions constructives	136
VII.5.1.2	Vérifications de résistance des boulons	137
VII.5.1.3	Vérification des sections au cisaillement de bloc	138
VII.6	Assemblage des palées de contreventement	138
VII.6.1.	Assemblage barres de contreventement en X (double UPN 240)	138
VII.6.1.1	Dispositions constructives	139
VII.6.1.2	Vérifications de résistance des boulons	139
VII.6.1.3	Vérification des sections au cisaillement de bloc:	140

VII.6.2 Assemblage barres de contreventement en V (double UPN 240)	141
VII.6.2.1 Dispositions constructives	141
VII.6.2.2 Vérifications de résistance des boulons	141
VII.6.2.3 Vérification des sections au cisaillement de bloc	142
VII.7 Assemblage de pied de poteau	142
VII.7.1 Pied de poteau HEB 600	143
VII.7.1.1 Dispositions constructives	143
VII.7.1.2 Résistance de la zone comprimée	143
VII.7.1.3 Résistance de l'assemblage au cisaillement	145
VII.7.1.4 Résistance des soudures	146
VII.8 Conclusion	146
 Chapitre VIII : Étude de l'infrastructure	
VIII.1 Introduction	148
VIII.2 Dimensionnement des semelles	149
VIII.2.1 Dimensionnement des semelles isolées	149
VIII.2.1.1 Détermination des dimensions de la semelle isolée	149
VIII.2.1.2 Calcul des armatures de la semelle isolée	150
VIII.2.1.3 Calcul des armatures du fût de pied de poteau	151
VIII.2.2 Dimensionnement des semelles filantes sous voiles périphériques	152
VIII.2.2.1 Étude du voile périphérique	152
VIII.2.2.2 Détermination des dimensions de la semelle filante	153
VIII.2.2.3 Calcul des armatures de la semelle filante	153
VIII.3 Schémas de ferrailage	154
VIII.4 Conclusion	155
Conclusion générale	156
Bibliographie	157
Annexe 1 : Catalogue des profilés métalliques "ArcelorMittal Europe V2018"	159
Annexe 2: Tableaux des sections d'acier	163
Annexe 3: Modélisation de l'ouvrage (Autodesk Robot)	164
Annexe 4 : Plans D'architecture (Autodesk Autocad)	167

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation plancher terrasse	31
Tableau II.2 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation plancher étage courant....	32
Tableau II.3 :Charges permanentes et surcharges d'exploitation palier escalier	32
Tableau II.4 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation paillasse escalier	32
Tableau II.5 : Vitesse de référence RNV 2013	34
Tableau II.6 : Définition catégorie de terrain IV	35
Tableau II.7 : Valeurs des coefficients des pressions extérieurs pour les parois verticales	37
Tableau II.8 : Valeurs des coefficients des pressions extérieurs pour les toitures et terrasses avec acrotères	38
Tableau II.9 : Valeurs des coefficients des pressions extérieurs pour parois verticales.....	39
Tableau II.10 : Valeurs des coefficients des pressions extérieurs pour la terrasse	39
Tableau II.11 : Valeurs des coefficients des pressions extérieurs pour parois verticales.....	41
Tableau II.12 : Valeurs des coefficients des pressions extérieurs la terrasse.....	41
Tableau II.13 : Pressions exercées sur les parois verticales cas N°1	42
Tableau II.14 : Pressions exercées sur la terrasse cas N°1	42
Tableau II.15 : Pressions exercées sur les parois verticales cas N°2	43
Tableau II.16 : Forces exercées par le vent sur les parois verticales cas N°1	44
Tableau II.17 : Forces exercées par le vent sur la terrasse cas N°1	44
Tableau II.18 : Forces exercées par le vent sur les parois verticales cas N°2	44
Tableau II.19 : Forces exercées par le vent sur la terrasse cas N°2	45
Tableau III.1 : Valeurs limites recommandées pour les flèches verticales CCM 97.....	47
Tableau III.2 : Valeurs limites des vibrations de planchers CCM 97	49
Tableau III.3 : Charges permanentes appliquées sur le poteau le plus sollicité	65
Tableau III.4 : Récapitulatif des résultats du prédimensionnement.....	69
Tableau I Tableau V.1 : Résultats de l'analyse modale (Autodesk Robot).....	86

Tableau V.2 : Résultante des forces sismiques à la base	88
Tableau V.3 : Déplacements des étages sens x-x.....	90
Tableau V.4 : Déplacements des étages sens y-y.....	90
Tableau V.5 : Vérification de l'effet P- Δ suivant le sens x-x.....	91
Tableau V.6 : Vérification de l'effet P- Δ suivant le sens y-y.....	91
Tableau VI.1 : Efforts sollicitant les poteaux (Autodesk Robot)	97
Tableau VI.2 : Vérifications de résistance des poutres	98
Tableau VI.3 : Efforts sollicitant les escaliers (Autodesk Robot).....	103
Tableau VI.4 : Paramètres de calcul du ferrailage des escaliers	104
Tableau VI.5 : Résultats de calcul du ferrailage longitudinal en travée des escaliers	105
Tableau VI.6 : Résultats de calcul du ferrailage longitudinal sur appui des escaliers.....	106
Tableau VI.7 : Moments et efforts sollicitant l'acrotère	108
Tableau VI.8 : Paramètres de calcul du ferrailage de l'acrotère	108
Tableau VI.9 : Résultats de calcul du ferrailage longitudinal de l'acrotère	110
Tableau VII.1 : Caractéristiques des boulons	115
Tableau VII.2 : Forces agissantes sur les boulons assemblant le poteau à la cornière.....	116
Tableau VII.3 : Forces agissantes sur les boulons assemblant la poutre à la cornière	116
Tableau VII.4 : Vérification au cisaillement de bloc pour un effort axial	117
Tableau VII.5 : Vérification au cisaillement de bloc pour un effort transversal	118
Tableau VII.6 : Caractéristiques des boulons	119
Tableau VII.7 : Résultats de calcul de résistance du panneau d'âme en cisaillement.....	120
Tableau VII.8 : Forces de traction dans chaque rangée de boulon.....	122
Tableau VII.9 : Effort de traction dans chaque rangée de boulon	123
Tableau VII.10 : Contraintes exercées sur la soudure.....	124
Tableau VII.11 : Caractéristiques des boulons	125
Tableau VII.12 : Résultats de calcul de résistance du panneau d'âme en cisaillement.....	125

Tableau VII.13 : Forces de traction dans chaque rangée de boulon.....	126
Tableau VII.14 : Effort de traction dans chaque rangée de boulon	126
Tableau VII.15 : Contraintes exercées sur la soudure.....	127
Tableau VII.16 : Caractéristiques des boulons	128
Tableau VII.17 : Résultats de calcul de résistance du panneau d'âme en cisaillement.....	128
Tableau VII.18 : Forces de traction dans chaque rangée de boulon.....	128
Tableau VII.19 : Effort de traction dans chaque rangée de boulon	129
Tableau VII.20 : Contraintes exercées sur la soudure.....	129
Tableau VII.21 : Caractéristiques des boulons	131
Tableau VII.22 : Forces agissantes sur les boulons assemblant la solive à la cornière.....	131
Tableau VII.23 : Forces agissantes dans les boulons assemblant la poutre à la cornière	131
Tableau VII.24 : Vérification au cisaillement de bloc pour un effort axial.....	132
Tableau VII.25 : Vérification au cisaillement de bloc pour un effort transversal	132
Tableau VII.26 : Caractéristiques des boulons	133
Tableau VII.27 : Forces agissantes sur les boulons assemblant la solive à la cornière.....	134
Tableau VII.28 : Forces agissantes sur les boulons assemblant la poutre à la cornière	134
Tableau VII.29 : Vérification au cisaillement de bloc pour un effort axial.....	134
Tableau VII.30 : Vérification au cisaillement de bloc pour un effort transversal	135
Tableau VII.31 : Caractéristiques des boulons	137
Tableau VII.32 : Forces agissantes sur les boulons assemblant une éclisse à l'âme du poteau	137
Tableau VII.33 : Forces agissantes sur les boulons assemblant une éclisse à la semelle du poteau	137
Tableau VII.34 : Vérification au cisaillement de bloc pour un effort axial.....	138
Tableau VII.35 : Caractéristiques des boulons	139
Tableau VII.36 : Forces agissantes sur les boulons assemblant la barre 1 au gousset	140
Tableau VII.37 : Forces agissantes sur les boulons assemblant la barre 2 au gousset	140

Tableau VII.38 : Forces agissantes sur les boulons assemblant la barre 4 au gousset	140
Tableau VII.39 : Vérification au cisaillement de bloc pour un effort axial	141
Tableau VII.40 : Forces agissantes sur les boulons assemblant la barre 2 au gousset	141
Tableau VII.41 : Forces agissantes sur les boulons assemblant la barre 4 au gousset	142
Tableau VII.42 : Forces agissantes sur les boulons assemblant la barre 5 au gousset	142
Tableau VII.43 : Vérification au cisaillement de bloc pour un effort axial	142
Tableau VII.44 : Caractéristiques des boulons	143
Tableau VII.45 : Paramètres de calcul de l'effort résistant N_j, R_d	145
Tableau VII.46 : Contraintes exercées sur la soudure	146
Tableau VIII.1 : Rapport l_s/ϕ pour des aciers de nuance FeE400 et FeE500	150
Tableau A.1.1 : Tableau des profilés métalliques (catalogue ArcelorMittal Europe V2018 page 73).....	159
Tableau A.1.2 : Tableau des profilés métalliques (catalogue ArcelorMittal Europe V2018 page 75).....	160
Tableau A.1.3 : Tableau des profilés métalliques (catalogue ArcelorMittal Europe V2018 page 77).....	161
Tableau A.1.4 : Tableau des profilés métalliques (catalogue ArcelorMittal Europe V2018 page 83).....	161
Tableau A.1.5 : Tableau des profilés métalliques (catalogue ArcelorMittal Europe V2018 page 120).....	162
Tableau A.2.2 : Tableau des sections d'armatures en fonction du diamètre et le nombre de barres.....	163
Tableau A.2.1 : Tableau des sections de treillis soudé en fonction du diamètre et l'espacement des barres.....	163

Liste des figures

Figure I.1 : Modèle 3d de l'ouvrage	25
Figure I.2 : Implantation de l'ouvrage (Image prise de Google Earth).....	26
Figure II.1 : Schéma acrotère	31
Figure II.2 : Hauteur de référence z_e	34
Figure II.3 : Paramètres pour la détermination de C_{tz} aux alentours des falaise et escarpements	36
Figure II.4 : Divisions des parois verticales.....	37
Figure II.5 : Divisions applicables aux toitures et terrasses	38
Figure II.6 : Détail sur la direction du vent (cas N°1).....	38
Figure II.7 : Découpage des parois verticales (vue en élévation).....	39
Figure II.8 : Découpage de la terrasse (vue de dessus)	39
Figure II.9 : Distribution des coefficients de pression extérieurs pour la direction du vent 1	40
Figure II.10 : Détail sur la direction du vent (cas N°2).....	40
Figure II.11 : Découpage des parois verticales (vue en élévation).....	40
Figure II.12 : Découpage de la terrasse (vue de dessus)	41
Figure II.13 : Distribution des coefficients de pression extérieurs pour la direction du vent 2	41
Figure III.1 : Schéma IPE 200	48
Figure III.2 : Diagramme du moment d'une poutre simplement appuyée et uniformément chargée	50
Figure III.3 : Schéma de la poutre principale d'une longueur de 6m.....	52
Figure III.4 : Schéma IPE 330	53
Figure III.5 : Diagramme du moment d'une poutre bi encastree et uniformément chargée ...	54
Figure III.6 : Schéma de la poutre principale de longueur de 12m	55
Figure III.7 : Schéma IPE 600	56
Figure III.8 : Schéma IPE 360	58

Figure III.9 : Schéma IPE 180	61
Figure III.10 : Diagramme du moment d'une poutre console uniformément chargée	62
Figure III.11 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité de l'étage 2,3,4 et terrasse	64
Figure III.12 : Surface d'influence du même poteau pour le premier étage et RDC.....	64
Figure III.13 : Surface d'influence du même poteau pour le dernier niveau	65
Figure IV.1 : Éléments constitutifs d'un plancher collaborant.....	71
Figure IV.2 : Schéma IPE 140	73
Figure IV.3 : Largeur participante pour une dalle mixte	75
Figure IV.4 : Schéma du goujon à tête	79
Figure V.1 : Palées triangulées en X	83
Figure V.2 : Palées triangulées en V	83
Figure V.3 : Palées triangulées en K	83
Figure V.4 : Vue en plan sur l'implantation des palées de contreventement (Autodesk Robot)	84
Figure V.5 : Spectre de réponse de calcul obtenu pour l'ouvrage étudié	86
Figure V.6 : Déformée du premier mode (translation suivant l'axe y) (Autodesk Robot).....	87
Figure V.7 : Déformée du deuxième mode (translation suivant l'axe x) (Autodesk Robot)....	87
Figure V.8 : Déformée du troisième mode (rotation autour de l'axe z) (Autodesk Robot).....	87
Figure VI.1 : Aire cisailée selon la direction de l'effort tranchant sollicitant	98
Figure VI.2 : Vue en plan des escaliers (Autodesk Autocad).....	102
Figure VI.3 : Vue en élévation des escaliers (Autodesk Autocad).....	102
Figure VI.4 : Organigramme de calcul d'une poutre en flexion simple	104
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage des escaliers	107
Figure VI.6 : Diagramme des efforts sollicitant l'acrotère	108
Figure VI.7: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	111
Figure VI.8: Vérification des profilés sous les combinaisons les plus défavorables (Autodesk Robot).....	111

Figure VII.1 : Types d'assemblages en fonction des éléments assemblés.....	113
Figure VII.2 : Sollicitations agissant sur un assemblage poteau-poutre	114
Figure VII.3 : Schéma assemblage HEB 600 – IPE 200 (Autodesk Robot)	114
Figure VII.4 : Cisaillement de bloc dans une pièce tendue	117
Figure VII.5 : Schéma assemblage HEB 600 – IPE 330 (Autodesk Robot)	118
Figure VII.6 : Concept du tronçon en T	121
Figure VII.7 : Distances m et n du tronçon en T	122
Figure VII.8 : Contraintes exercées sur la section de gorge d'une soudure.....	123
Figure VII.9 : Schéma assemblage HEB 600 – IPE 360 (Autodesk Robot)	124
Figure VII.10 : Schéma assemblage HEB 600 – IPE 600 (Autodesk Robot)	127
Figure VII.11 : Schéma assemblage IPE 600 – IPE 140 (Autodesk Robot).....	130
Figure VII.12 : Schéma assemblage IPE 360 – IPE 140 (Autodesk Robot).....	133
Figure VII.13 : Schéma assemblage HEB 600 – HEB600 (Autodesk Robot).....	136
Figure VII.14 : Schéma assemblage double UPN 240 en X (Autodesk Robot)	139
Figure VII.15 : Schéma assemblage double UPN 240 en V (Autodesk Robot).....	141
Figure VII.16 : Schéma assemblage pied de poteau HEB 600 (Autodesk Robot).....	143
Figure VII.17 : Tronçon en T des semelles (à gauche), et de l'âme(à droite).....	144
Figure VII.18 : Aire efficace des tronçons en T.....	145
Figure VIII.1 : Schéma de ferrailage de la semelle isolée sous poteau	154
Figure VIII.2 : Ferrailage du fût (Vue en coupe A-A).....	154
Figure VIII.3 : Ferrailage de la semelle filante sous voile périphérique	155
Figure A.3.1 : Modélisation de l'ouvrage (Autodesk Robot).....	164
Figure A.3.2 : Vue en coupe axe C (Autodesk Robot)	165
Figure A.4.1 : Plan d'architecture du sous-sol (Autodesk Autocad)	166
Figure A.4.2 : Plan d'architecture du rez-de-chaussée (Autodesk Autocad)	167
Figure A.4.3 : Plan d'architecture du premier étage (Autodesk Autocad).....	168

Figure A.4.4 : Plan d'architecture de deuxième, troisième et quatrième étage (Autodesk Autocad)	169
Figure A.4.5 : Plan d'architecture de la façade est (Autodesk Autocad)	170

Liste des abréviations

Charges

- G : Charge permanente.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- E : Charge sismique.
- S : Charge climatique de la neige.
- W : Charge climatique du vent.

Caractéristiques d'un profilé en I en H et en U

- A : Section brute.
- A_{net} : Section nette.
- A_v : Aire de cisaillement.
- A_w : Section de l'âme.
- b : Longueur de la semelle.
- d : Hauteur de l'âme.
- h : Hauteur du profilé.
- i : Rayon de giration.
- I : Moment d'inertie
- I_t : Module d'inertie de torsion.
- I_w : Module du gauchissement.
- t_w : Épaisseur de l'âme du profilé.
- t_f : Épaisseur de la semelle du profilé.
- W_{el} : Module de résistance élastique.
- W_{pl} : Module de résistance plastique.

Majuscules latines

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- A_{ser} : Aire des armatures à l'état limite de service.
- A_u : Aire des armatures à l'état limite ultime.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- $C_{f,d}$: Coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche de scellement.
- C_{pi} : Coefficient de pression interne.
- C_{pe} : Coefficient de pression externe.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.
- D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base.
- E : Module d'élasticité longitudinale.
- E_{ij} : Module d'élasticité longitudinale instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- F : Force en générale.

$F_{f,Rd}$: Résistance de calcul par frottement entre la plaque d'assise et le scellement.
 $F_{vb,Rd}$: Résistance de calcul au cisaillement d'un boulon d'ancrage.
 G : Module d'élasticité transversale.
 H : Hauteur.
 I : Moment d'inertie.
 K_0 : Coefficient de poussé des terres.
 K_t : Facteur de terrain.
 M : Moment de flexion.
 $M_{b,Rd}$: Moment de résistance au déversement.
 M_{cr} : Moment critique élastique du déversement.
 M_{el} : Moment élastique.
 M_{rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
 M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant.
 M_{pl} : Moment plastique.
 $M_{pl,Rd}$: Moment plastique résistant.
 $N_{b,Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.
 $N_{c,Ed}$: Effort normal de compression dans le poteau.
 $N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.
 $N_{c,Sd}$: Effort normal de compression.
 $N_{j,Ed}$: Effort normal sollicitant l'assemblage.
 $N_{j,Rd}$: Résistance de la plaque d'assise à l'effort axial.
 $N_{pl,Rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.
 N_{sd} : Effort normal sollicitant.
 $N_{t,Sd}$: Effort normal de traction.
 N_u : Effort normal sollicitant à l'état limite ultime.
 Q : Facteur de qualité de la structure.
 R : Coefficient de comportement global de la structure.
 S_t : Espacement des barres de ferrailage.
 T : Période propre du bâtiment.
 $V_{pl,Rd}$: Effort tranchant résistant en plasticité.
 V_{sd} : Effort tranchant sollicitant.
 $V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.
 $V_{wp,sd}$: Effort tranchant de calcul au niveau de l'âme du poteau
 V_m : Vitesse moyenne du vent.
 W : Poids de la structure.

Minuscules latines

e : Épaisseur.
 e_o : Excentricité entre le centre de pression et le centre de gravité.
 f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.
 f_{jd} : Capacité portante du matériau de scellement.
 f_{su} : Contrainte de traction de l'acier.
 f_{t28} : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours.

f_y : Limite d'élasticité.

g : Giron escaliers.

h : Hauteur en général.

l : Longueur totale (poteau, poutre).

l_f : Longueur de flambement.

p : Entraxe entre boulons.

ν : Coefficient de poisson.

z_o : Paramètre de rugosité.

z_{eq} : Hauteur équivalente.

z_g : Excentrement entre le point d'Application de la charge et le centre de cisaillement.

Minuscules grecques

χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

β_w : Facteur de corrélation.

γ_a : Coefficient de sécurité de l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

λ : Élançement.

λ_{LT} : Élançement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

Δ : Déplacement relatif.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

τ_{\perp} : Contrainte tangente perpendiculaire à l'axe de la soudure.

τ_{\parallel} : Contrainte tangente parallèle à l'axe de la soudure.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier.

σ_b : Contrainte du béton.

σ_{\perp} : Contrainte normale perpendiculaire à la gorge(section de la soudure).

σ_{\parallel} : Contrainte normale parallèle à l'axe de la soudure.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ : Flèche.

δ : Décrément logarithmique d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

δ_{vmax} : Flèche admissible.

μ : Coefficient de forme de la charge de neige.

Indices

adm : Admissible.

c : Compression.

e : Externe.

eff : Efficace.

el : Élastique.

fr : Frottement.

i : Interne.
max : Maximum.
min : Minimum.
pl : Plastique.
rd : Résistant.
réf : Référence.
Sd ou Ed : sollicitant.
t : Traction.
u : Ultime.
v : Cisaillement.
x : Sens x.
y : Sens y.
z : Sens z.

Introduction générale

Les constructions métalliques constituent un domaine important d'utilisation des produits laminés ou soudés et connaissent aujourd'hui un succès croissant à travers le monde. Elles offrent en effet de nombreuses possibilités, en termes de coût, de résistance et une capacité à façonner presque tous les désirs architecturaux avec une bonne conception des détails. Elles nécessitent cependant un certain nombre de compétences techniques pour leur conception, ce qui peut expliquer qu'elles aient longtemps été réservées aux sites industriels et aux bâtiments de grande ampleur. Aujourd'hui elles se développent dans le secteur de l'habitat et commencent à prendre de grandes proportions.

Le territoire Algérien considéré comme zone de forte activité sismique, et bien que les structures métalliques soient connues pour le bon comportement au séisme, l'utilisation de ces dernières reste aussi limitée au domaine industriel, où le secteur de l'habitat est dominé par l'utilisation du béton armé.

Le besoin de créativité et d'innovation technique ainsi que notre désir de connaître d'avantages sur la construction métallique, nous ont poussé à choisir ce thème s'agissant de l'étude d'un bâtiment en charpente métallique à usage de bureaux en R+4 et un sous-sol.

Notre objectif à travers cette étude est de mettre en pratique toute nos connaissances théoriques et pratiques acquises lors des 5 années de notre cursus, et de s'incorporer dans le monde professionnel dans le rôle d'un ingénieur de bureau d'étude, dont la mission principale est la conception et le dimensionnement optimal de l'ouvrage tout en justifiant les choix des matériaux, dispositions et les solutions techniques.

Ce mémoire est structuré en huit chapitres. En commençant par la présentation de l'ouvrage et ces caractéristiques dans le premier chapitre. Ensuite, dans le second, vient la détermination des charges appliquées aux différents éléments de l'ouvrage. Puis, le 3ème chapitre sera consacré au prédimensionnement des sections de l'ossature qui constitue une étape importante de l'étude. Après, on s'intéresse à l'étude du plancher suivie de l'étude sismique. Ensuite, nous consacrons le chapitre 6 au dimensionnement final et à la vérification de la structure porteuse et des éléments secondaires en s'appuyant sur les résultats obtenus précédemment. Enfin, nous nous intéresserons à l'étude des assemblages et en dernier lieu le dimensionnement de l'infrastructure.

L'étude sera menée conformément aux règlements en vigueur à savoir les règlements Algériens : CCM97, DTR, RNV 2013, RPA99/Version 2003 et le CBA 93. Mais aussi les règlements européens notamment : l'Eurocode 3, Eurocode 4 et BAEL91 R 99.

Chapitre I : Généralités sur l'ouvrage

I.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à la présentation des caractéristiques de l'ouvrage étudié ainsi que les éléments qui le constitue, de plus les propriétés des matériaux et des hypothèses nécessaires pour le calcul.

I.2 Description du projet

Notre sujet porte sur l'étude d'un bâtiment R+4 et un sous-sol en charpente métallique (voir figure I.1), qui constituent en un immeuble administratif au profit de la Sonatrach, situé à la commune de Hydra, Wilaya d'Alger.



Figure I.1 : Modèle 3d de l'ouvrage

I.3 Caractéristiques de l'ouvrage

I.3.1 Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont :

- Hauteur de sous-sol..... 3.74 m
- Hauteur de RDC..... 3.74 m
- Hauteur de l'étage courant..... 3.74 m
- Hauteur de l'étage en terrasse..... 3.00 m
- Hauteur en terrasse..... 19.30 m
- Hauteur totale du bâtiment..... 22.44 m
- Longueur totale 59.20 m
- Largeur totale 24.00 m

I.3.2 Implantation

L'implantation de l'ouvrage est montrée ci-dessous (figure I.2), selon le classement des zones établi par les Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003, et le Règlement Neige et Vent RVN 2013, la région est classée en :

- Zone de sismicité élevée (zone III).
- Zone de vent I.
- Zone de neige B.

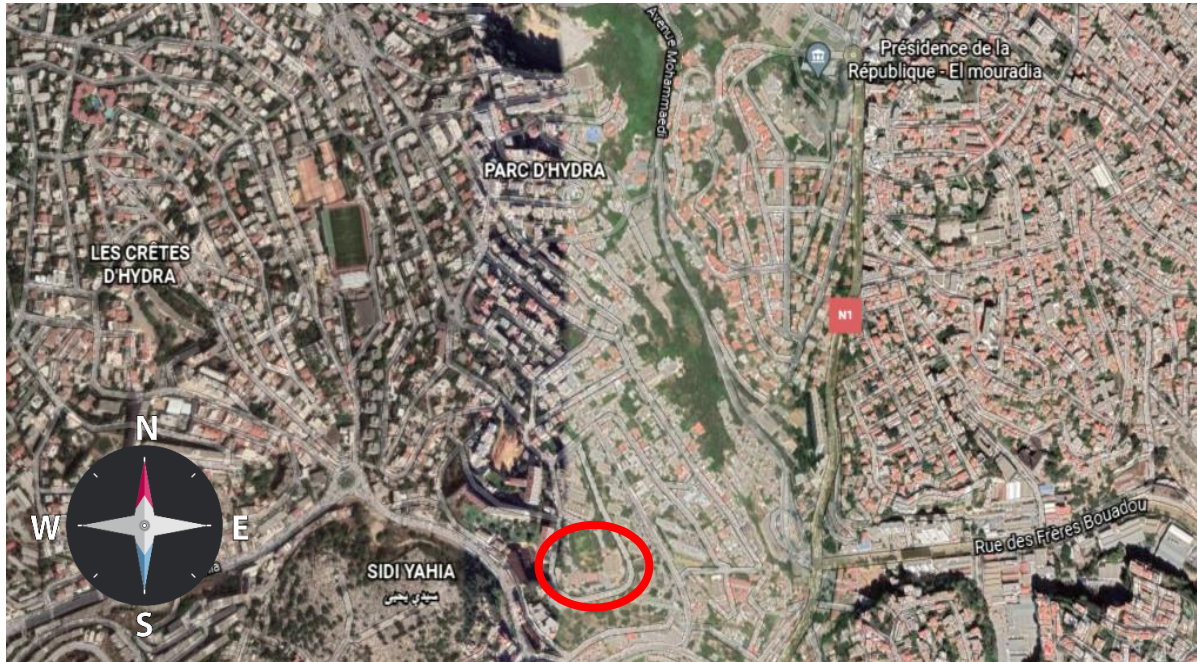


Figure I.2 : Implantation de l'ouvrage (Image prise de Google Earth)

I.3.3 Données géotechniques

D'après les investigations géotechniques, le site à bâtir est formé par un sol constitué essentiellement d'une couche de calcaire gréseux de résistance élevée, dont la contrainte admissible déduite des essais est de $\sigma_{adm} = 0.25 \text{ MPa}$. Le mode de fondation recommandé est superficiel de type semelles isolées avec un ancrage de 2.20 m par rapport à la surface du terrain naturel.

I.4 Éléments constituant l'ouvrage

I.4.1 Ossature

Ce sont les éléments de l'ouvrage qui assurent la stabilité vis-à-vis des efforts horizontaux et verticaux, qui sont dus aux charges permanentes, charges d'exploitation, charges climatiques, et les actions sismiques. La partie de l'ossature située au-dessus du sol est la superstructure, la partie enterrée dans le sol est l'infrastructure.

I.4.2 Plancher

C'est une aire généralement plane destinée à séparer entre les niveaux, le plancher est capable de supporter son poids propre et les charges d'exploitation et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature.

I.4.3 Escalier et ascenseur

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre.

I.4.4 Revêtement

Couche de finition mise en œuvre sur un parement et destinée à assurer une ou des fonctions telles que la protection, l'étanchéité ou la décoration. Les revêtements sont très nombreux et peuvent être classés selon les parties à revêtir (revêtements de sols, de murs, de plafonds, de façades, de routes, etc.)

I.4.5 Fondation

La fondation est l'élément qui se situe à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier. Le choix du type de fondation dépend du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.4.6 Acrotère

Rebord périphérique placé au dernier niveau d'un bâtiment, au-dessus de la terrasse ou du point bas de la toiture, réalisé généralement en maçonnerie, en béton armé ou par prolongement du bardage métallique.

I.5 Généralités sur les matériaux

I.5.1 Béton

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sable, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (le plus souvent du ciment). On y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres constituants pour modifier ses caractéristiques.

On admettra pour le calcul les caractéristiques physiques et mécaniques suivantes :

- Ciment de classe CPA 325, avec un dosage de 350 kg/m^3
- Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Résistance caractéristique du béton à la traction : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$
- Module de déformation longitudinale instantanée : $E_{ij} = 11000(f_{c_j})^{1/3}$
à 28 jours $E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$.
- Module de déformation longitudinale différée : $E_{vj} = 3700(f_{c_j})^{1/3}$
à 28 jours $E_{i28} = 10818.87 \text{ MPa}$.

- Coefficient de Poisson est : $\begin{cases} \nu = 0.2 & \text{à l'ELS} \\ \nu = 0 & \text{à l'ELU} \end{cases}$
- Contrainte limite de compression à l'ELU : $f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$
 En situation durable et transitoire : $\gamma_b = 1.5$ $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$
 En situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$ $f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible de compression à l'ELS : $\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

I.5.2 Acier

L'acier est un alliage métallique ferreux, qui est d'ailleurs principalement composé de fer, l'élément additionnel étant le carbone, qui n'est présent qu'à l'état de traces infimes. Selon les aciers, la teneur en carbone est comprise entre environ 0,005 % et 1,5 % en masse.

On admettra pour le calcul les caractéristiques physiques et mécaniques des aciers :

- Module d'élasticité longitudinal de l'acier : $E_s = 210000 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité transversal de l'acier : $G = 80770 \text{ MPa}$
- Contraintes de calcul à l'ELU : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

En situation durable et transitoire : $\gamma_s = 1.15$

En situation accidentelle : $\gamma_s = 1$

- Acier de ferrailage Fe E400 : $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Acier de construction Fe 360 (S235) : $f_e = 235 \text{ MPa}$
- Contraintes admissibles à l'ELS :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification

Fissuration préjudiciable : $\sigma_t = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 150\eta\right)$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_t = \min(0.5 f_e, 110\eta)$

- η : Coefficient de fissuration avec $\eta = \begin{cases} 1.6 & \text{pour les HA} \\ 1 & \text{pour les RL} \end{cases}$

I.6 Conclusion

La connaissance des caractéristiques de l'ouvrage et des matériaux utilisés est une étape primordiale pour bien entamer l'étude, ce qui va nous être utile pour la détermination des charges agissant sur les éléments de l'ouvrage lors des chapitres suivants.

Chapitre II : Évaluation des charges et surcharges

II.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons évaluer l'action des différentes charges agissant sur notre structure. Suivant la nature et la variation dans le temps des actions, on distingue :

- Les actions permanentes qui se résument aux actions des charges permanentes.
- Les actions variables qui se résument aux charges d'exploitation, les charges climatiques et les charges accidentelles.

II.2 Actions Permanentes

Les charges permanentes sont celles qui sont toujours présentes sur l'ouvrage, leur intensité est constante ou très peu variable dans le temps. Les charges permanentes, qui ont pour symbole G , et comprennent les poids des parties porteuses telles que les poutres, les poteaux...ect, et les poids des parties non porteuses telles que les isolants, les revêtements...ect.

II.3 Actions Variables

Les charges d'exploitation :

Elles sont notées Q_i dans la réglementation et sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes.

Les charges climatiques :

Ce sont les sollicitations dues à l'action du vent et de la neige.

La neige(S) : Elle est calculée à partir des réglementations en vigueur. La neige est une action statique, toujours dirigée verticalement vers le bas.

Le vent (W) : Est une action complexe car elle peut avoir des effets statiques (dépression et surpression sur les parois) et dynamiques (phénomène de résonance) sur une structure.

Les charges accidentelles :

Ces actions sont celles provenant des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application. À titre d'exemple, on peut citer : Les séismes qui sont à prendre en compte suivant les combinaisons du règlement R.P.A. en cours de validité. Les actions accidentelles, autres que le séisme, ne sont à considérer que si des documents d'ordre public ou le marché les prévoient.

II.4 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions permettent de regrouper dans un même cas de charge plusieurs actions différentes. Les combinaisons d'actions utilisées lors du dimensionnement de notre ouvrage sont les suivantes :

Combinaisons d'action à l'ELU :

$1.35G+1.5Q$ Etat limite ultime en situation durables ou transitoires

$G+Q+E$ Etat limite ultime en situations accidentelles

0.8G±E Etat limite ultime en situations accidentelles

G+Q+1.2E Etat limite ultime en situations accidentelles pour les poteaux

Avec :

G : charges permanentes

Q : surcharges d'exploitations

E : charge sismique

Combinaisons d'action à l'ELS :

Elles servent exclusivement pour le calcul ou la vérification des déformations (flèches et déplacements).

G+Q Etat limite de service

II.5 Evaluation des charges et des surcharges

Les éléments qui constituent les planchers sont donnés dans le cahier de charge, le poids de ces éléments est tiré à partir du document technique réglementaire DTR B.C 2.2 "charges permanentes et charges d'exploitation".

II.5.1 Charges permanentes et surcharges d'exploitation

Plancher terrasse (terrasse accessible) :

Tableau II.1 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation plancher terrasse

Eléments	Charges Permanentés G (KN/m ²)	Surcharges d'exploitation Q (KN/m ²)
Faux plafond (2cm)	10×0.02= 0.20	-
Tôle nervurée TN40	0.10	-
Dalle (8cm)	25×0.08= 2	-
Isolation thermique au liège (bloc de liège 4cm)	4×0.04= 0.16	-
Protection gravillon (5cm)	17×0.05= 0.85	-
Béton de pente (10cm)	22×0.1= 2.20	-
Etanchéité	0.12	-
	G= 5.63 KN/m ²	Q= 2.50 KN/m ²

Acrotère :

Le poids propre de l'acrotère est donné par : $G = \gamma_b \times S$

Avec :

γ_b : poids volumique du béton=25 KN/m³

S : surface de l'acrotère

$$S = \left(60 \times 10 + 8 \times 10 + \frac{2 \times 10}{2} \right) = 0.069 \text{ m}^2$$

On trouve : G=1.725 KN/ml , Q=1.0 KN/ml

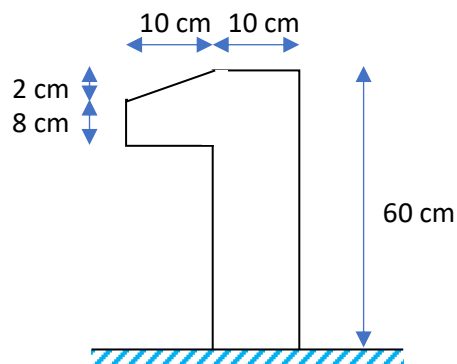


Figure II.1 : Schéma acrotère

Plancher étage courant :

Tableau II.2 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation plancher étage courant

Éléments	Charges Permanentés G (KN/m ²)	Surcharges d'exploitation Q (KN/m ²)
Faux plafond (2cm)	10×0.02= 0.20	-
TN 40	0.10	-
Dalle (8cm)	25×0.08= 2	-
Lit de sable (3cm)	18×0.03= 0.54	-
Chape (mortier) (2cm)	20×0.02= 0.40	-
Compacto (0.7cm)	20×0.007= 0.14	-
Cloisons réparties	1.00	-
	G= 4.38 KN/m ²	Q= 2.50 KN/m ²

Escalier :

- Palier :

Tableau II.3 :Charges permanentes et surcharges d'exploitation palier escalier

Éléments	Charges Permanentés G (KN/m ²)	Surcharges d'exploitation Q (KN/m ²)
Carrelage	0.40	-
Mortier de pose	0.27	-
Lit de sable	0.36	-
Dalle pleine (15cm)	3.75	-
Enduit en ciment	0.40	-
	G= 5.18 KN/m ²	Q= 2.50 KN/m ²

- Paillasse :

Tableau II.4 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation paillasse escalier

Éléments	Charges Permanentés G (KN/m ²)	Surcharges d'exploitation Q (KN/m ²)
Poids propre de la paillasse (15cm)	4.41	-
Carrelage	0.40	-
Mortier de pose	0.27	-
Poids propre de la marche	2.13	-
Enduit en ciment	0.40	-
	G= 7.61 KN/m ²	Q= 2.50 KN/m ²

II.5.2 Charges Climatiques

L'action des charges climatiques due à la neige et au vent est calculée conformément au règlement neige et vent RNV version 2013.

II.5.2.1 Actions de la neige

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en compte, le règlement RNV 2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure ou égale à 2000 mètres, cette condition est satisfaite pour notre ouvrage qui est implanté à une altitude de H=165m.

La charge caractéristique de la neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = S_k \times \mu \quad \left(\frac{KN}{m^2} \right)$$

Avec :

S_k : Charge de neige sur le sol, qui est en fonction de l'altitude et la zone de neige.

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

La valeur de S_k est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H (par rapport au niveau de la mer) :

$$\text{Zone A : } S_k = \frac{0.07 H + 15}{100}$$

$$\text{Zone B : } S_k = \frac{0.04 H + 10}{100}$$

$$\text{Zone C : } S_k = \frac{0.0325 H}{100}$$

Zone D : Pas de charge de neige, dans cette région une charge représentant l'ensablement des terrasses sera prise en compte.

La région d'implantation de l'ouvrage étudié est classée zone de neige B, donc on prend :

$$S_k = \frac{0.04 H + 10}{100}$$

On trouve :

$$S_k = 0.166 \text{ KN/m}^2$$

$$S = S_k \times \mu = 0.133 \text{ KN/m}^2 \text{ sachant que : } \mu = 0.8 \text{ (cas des toitures plates)}$$

II.5.2.2 Actions du vent

Le règlement RNV 2013 fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m, notre bâtiment a une hauteur totale de 22,44m et considéré à usage administratif satisfait les conditions d'applicabilité du règlement.

II.5.2.2.1 Procédures de calcul

Le calcul de l'action du vent doit être conduit séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction. Dans notre cas, l'ouvrage peut être considéré comme bâtiment à base rectangulaire donc on considère deux directions de vent.

II.5.2.2.2 Pression dynamique de référence

La pression dynamique de référence $q_{réf}$ (en N/m²) est établie par Application du théorème de Bernoulli à partir de la vitesse du vent v (en m/s) :

$$q_{réf} = \frac{1}{2} \rho_{air} \times V_{réf}^2$$

Avec :

ρ_{air} : la masse volumique de l'air, est prise égale à $\rho_{air} = 1.2 \text{ kg/m}^3$

$V_{réf}$: la vitesse de référence du vent (en m/s), elle est donnée selon les zones de vent comme suit :

Tableau II.5 : Vitesse de référence RNV 2013

Zone	$V_{réf}$ [m/s]
I	25
II	27
III	29
IV	31

Alger qui est classé comme zone I de vent, ce qui correspond à une vitesse de référence de vent $V_{réf} = 25 \text{ m/s}$, ceci donne une pression de référence : $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$

II.5.2.2.3 Hauteur de référence

La hauteur de référence (z_e) pour les pressions extérieures dépend de (h) la hauteur totale du bâtiment et (b) la dimension perpendiculaire à la direction du vent. La figure suivante représente différent cas de la hauteur de référence :

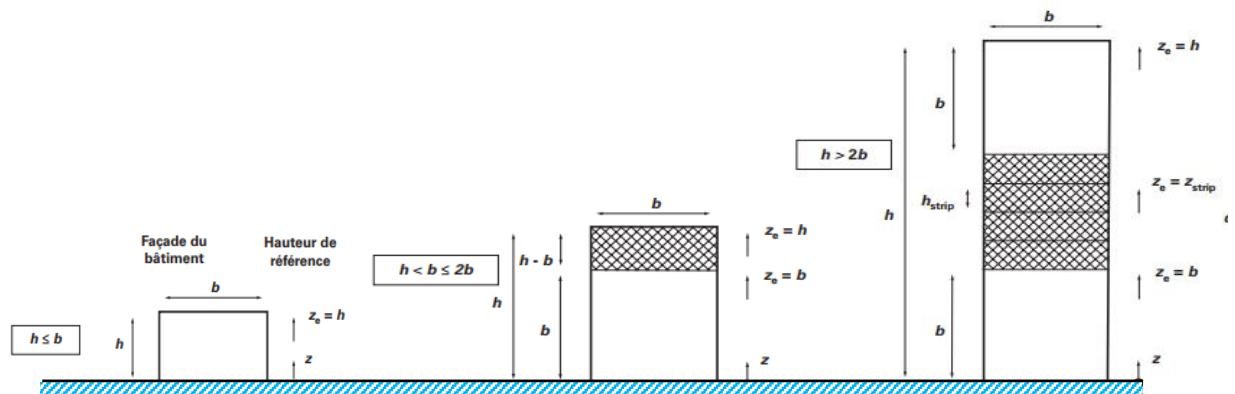


Figure II.2 : Hauteur de référence z_e

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage étant :

$h=22.44\text{m}$, Largeur= 24m , Longueur= 59.2m

$h < b$ dans les deux directions du vent (direction parallèle à la largeur et la direction parallèle à la longueur), dans ce cas on prendra $z_e = h$.

II.5.2.2.4 Catégorie de terrain et facteurs de site

Les catégories de terrain et les différents paramètres attachés à chacune de ces catégories sont définis dans le tableau 2.4 donné par le RNV 2013, pour un terrain de catégorie IV on a :

Tableau II.6 : Définition catégorie de terrain IV

Catégories du terrain	K_T	z_0 [m]	z_{min} [m]	ε
IV Zone dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15m	0.234	1	10	0.67

Où :

- K_T : facteur de terrain ;
- z_0 : paramètre de rugosité ;
- z_{min} : hauteur minimale ;
- ε : facteur utilisé pour le calcul du coefficient C_d .

II.5.2.2.5 Coefficient de rugosité

Ce coefficient traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent, il est défini par la loi logarithmique suivante :

$$C_r(z) = \begin{cases} K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{Pour : } z_{min} \leq z \leq 200m \\ K_T \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{Pour : } z < z_{min} \end{cases}$$

Où : z (en m) Hauteur considérée (on prendra $z=z_e$)

Application numérique :

$$C_r(z_e) = 0.234 \times \ln\left(\frac{22.4}{1}\right) = 0.728$$

II.5.2.2.6 Coefficient de topographie

Le coefficient de topographie $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées... ect, il est déterminé comme suit :

$$C_t(z) = \begin{cases} 1 & \text{Pour : } \varnothing < 0.05 \\ 1 + s_{max} \left(1 - \frac{|x|}{K_{red} \times L}\right) e^{-\alpha\left(\frac{z}{l}\right)} & \text{Pour : } \varnothing \geq 0.05 \end{cases}$$

Où :

- \varnothing est la pente du versant au vent $\varnothing = \frac{H}{L}$;
- H (en m) est la hauteur du versant ;
- L (en m) est une longueur caractérisant le versant au vent et prenant la valeur maximale entre $0.5 L_u$ et $2H$;
- x (en m) est la distance horizontale entre le lieu considéré et la crête de l'obstacle ;
- z (en m) est la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au lieu considéré

- s_{max} , α et K_{red} sont des coefficients donnés en fonction de la forme de l'obstacle (collines ou falaise et escarpements) et du rapport $\frac{H}{L}$;
- L_u est la longueur du versant au vent.

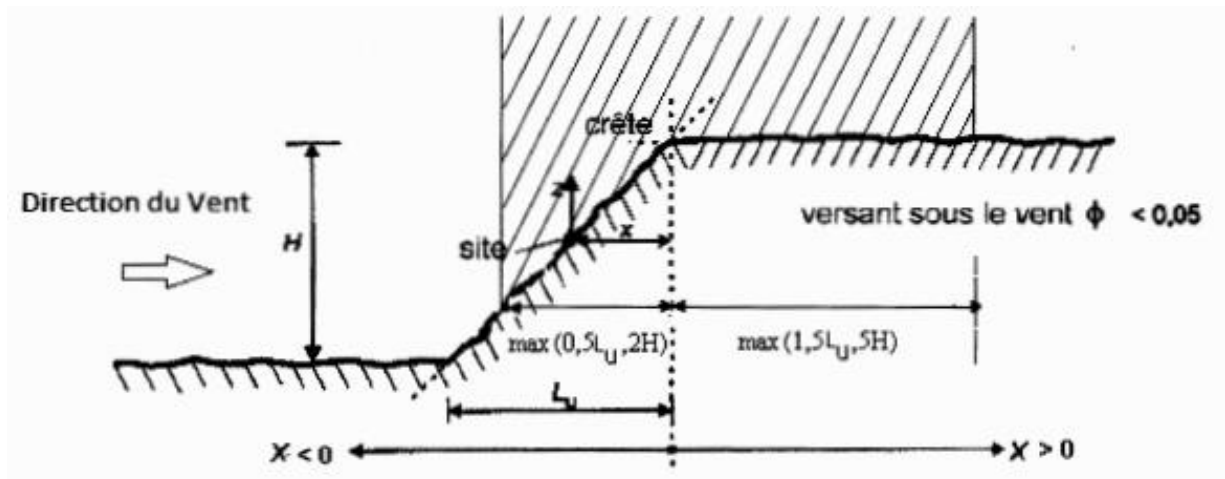


Figure II.3 : Paramètres pour la détermination de $C_t(z)$ aux alentours des falaise et escarpements

D'après le rapport de sol le site à bâtir est plat, donc $C_t(z) = 1$

II.5.2.2.7 Intensité de turbulence

Elle est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donné par les formules suivantes :

$$I_v(z) = \begin{cases} \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{Pour } z > z_{\min} \\ \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} & \text{Pour } z \leq z_{\min} \end{cases}$$

pour : $z = z_e = 22.4m > z_{\min}$

$$I_v(z) = 0.32$$

II.5.2.2.8 Coefficient d'exposition

Le coefficient d'exposition au vent noté $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent. Il calculé à partir de la formule ci-dessous :

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 [1 + 7I_v(z)]$$

On trouve :

$$C_e(z_e) = 1^2 \times 0.728^2 \times [1 + 7 \times 0.32] = 1.72$$

II.5.2.2.9 Pression dynamique de pointe

À la hauteur de référence z_e , la pression dynamique de pointe est donnée par :

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

Donc :

$$q_p(z_e) = 645 \text{ N/m}^2$$

II.5.2.2.10 Coefficient de pression extérieure

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1m^2 et de 10m^2 , auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement ($C_{pe.1}$ et $C_{pe.10}$). La valeur de C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

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

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

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

Où : S (en m^2) désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Il convient de diviser les parois verticales et les toitures comme l'indiquent les deux figures ci-dessous. Les valeurs des $C_{pe.1}$ et $C_{pe.10}$ sont données dans le RNV 2013.

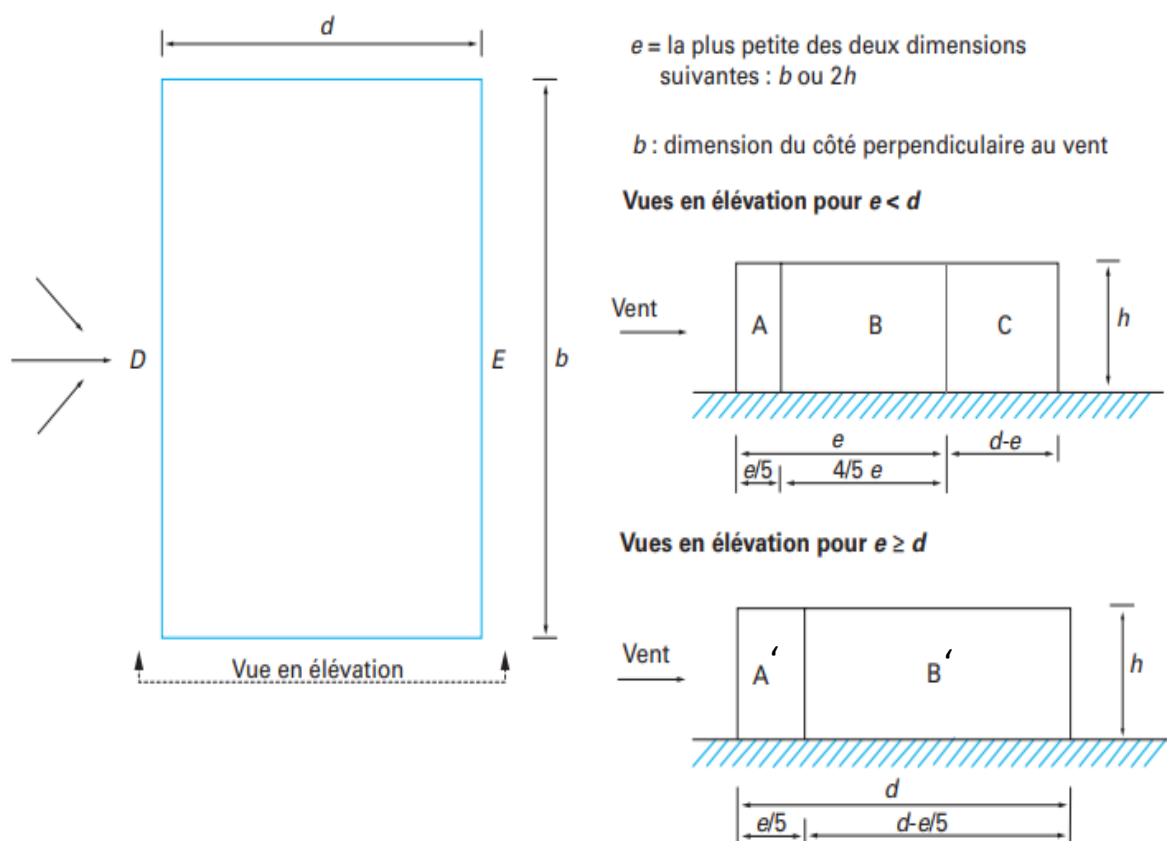


Figure II.4 : Divisions des parois verticales

Tableau II.7 : Valeurs des coefficients des pressions extérieurs pour les parois verticales

Paroi latérale						Paroi au vent		Paroi sous le vent	
A,A'		B,B'		C		D		E	
$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5		+0.8	+1.0	-0.3	

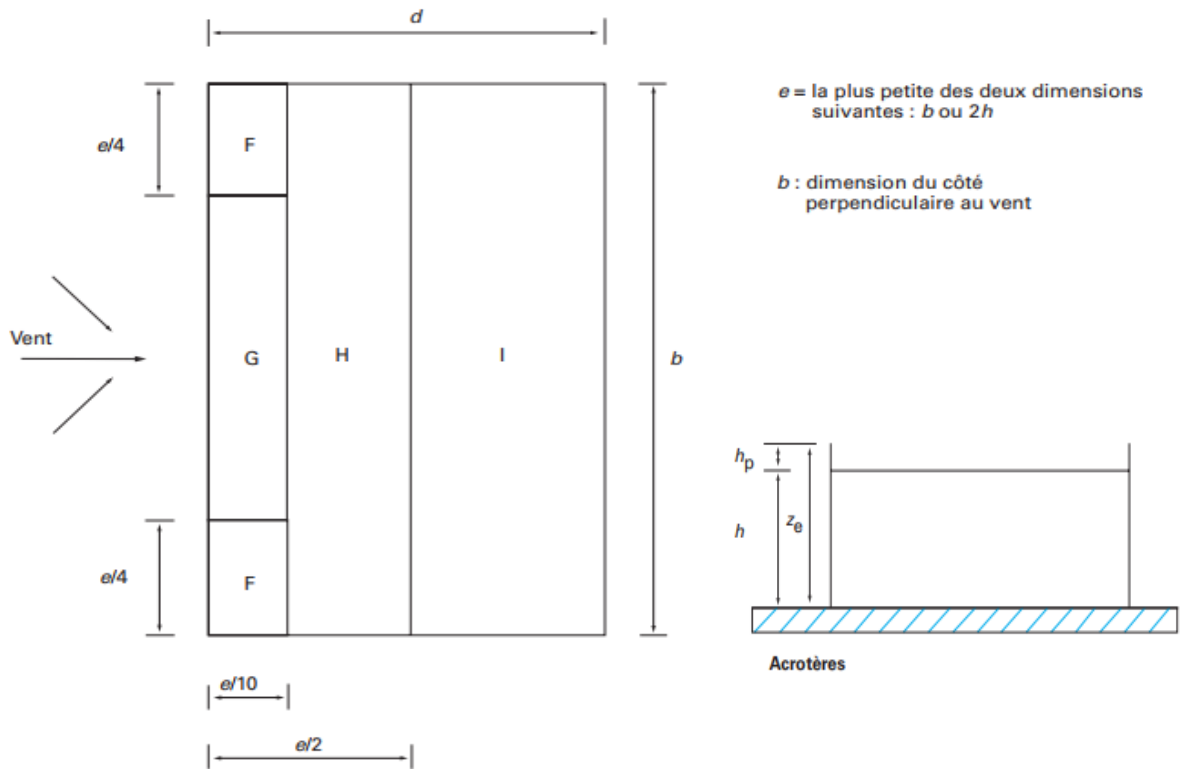


Figure II.5 : Divisions applicables aux toitures et terrasses

Tableau II.8 : Valeurs des coefficients des pressions extérieures pour les toitures et terrasses avec acrotères

		Zones							
		F		G		H		I	
		$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$
Avec acrotères	$h_p/h = 0.025$	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	± 0.2	
	$h_p/h = 0.05$	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	± 0.2	
	$h_p/h = 0.10$	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	± 0.2	

Application numérique :

Cas N°1 : direction du vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment

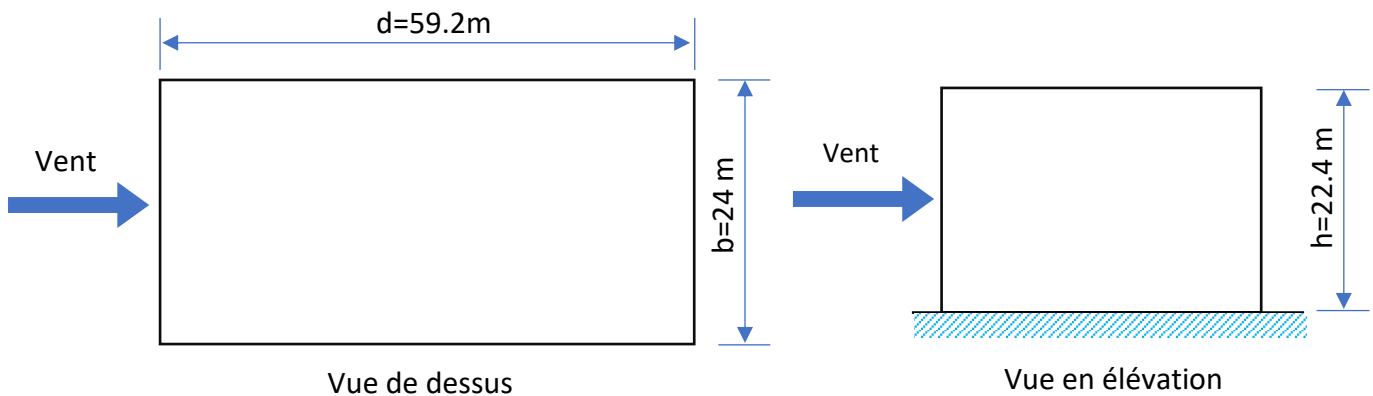


Figure II.6 : Détail sur la direction du vent (cas N°1)

On a :

$$e = \min(b; 2h) = \min(24 \text{ m}; 44.88 \text{ m}) = 24 \text{ m}$$

$e < d$, donc la face parallèle à la direction du vent (de longueur $d = 59.2 \text{ m}$) est divisée en trois zones comme suit :

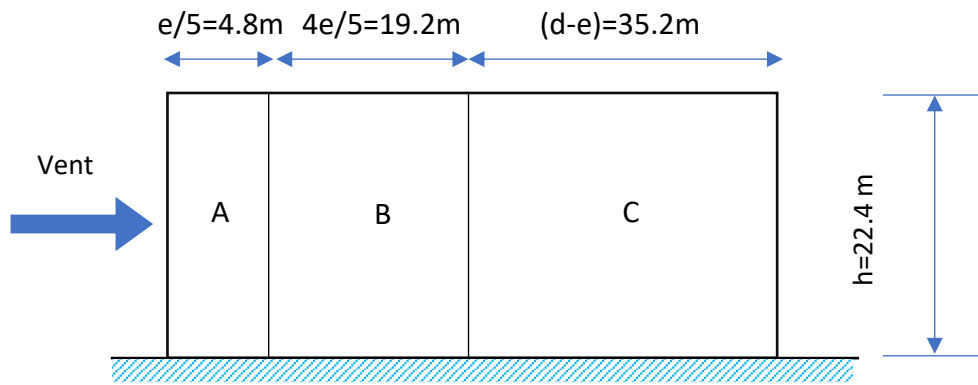


Figure II.7 : Découpage des parois verticales (vue en élévation)

Tableau II.9 : Valeurs des coefficients des pressions extérieures pour parois verticales

Zone	Aire (en m ²)	C_{pe}
A	107.52	$C_{pe.10} = -1.0$
B	430.08	$C_{pe.10} = -0.8$
C	788.48	$C_{pe.10} = -0.5$
D	537.6	$C_{pe.10} = +0.8$
E	537.6	$C_{pe.10} = -0.3$

Pour la toiture :

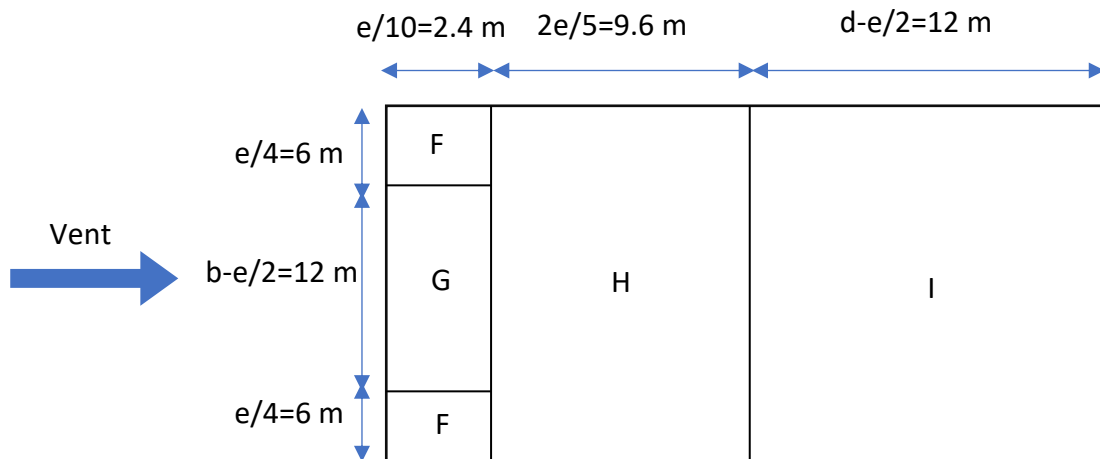


Figure II.8 : Découpage de la terrasse (vue de dessus)

Tableau II.10 : Valeurs des coefficients des pressions extérieures pour la terrasse

Zone	Aire (en m ²)	C_{pe}
F	14.4	$C_{pe.10} = -1.56$
G	28.8	$C_{pe.10} = -1.05$
H	230.4	$C_{pe.10} = -0.7$
I	288	$C_{pe.10} = \pm 0.2$

Les valeurs du C_{pe} ont été déterminées par interpolation linéaire pour une valeur intermédiaire de hp/h car : $hp/h = 0.6/22.4 = 0.0268$.

La distribution des coefficients de pression extérieure pour la direction du vent 1 sera comme suit :

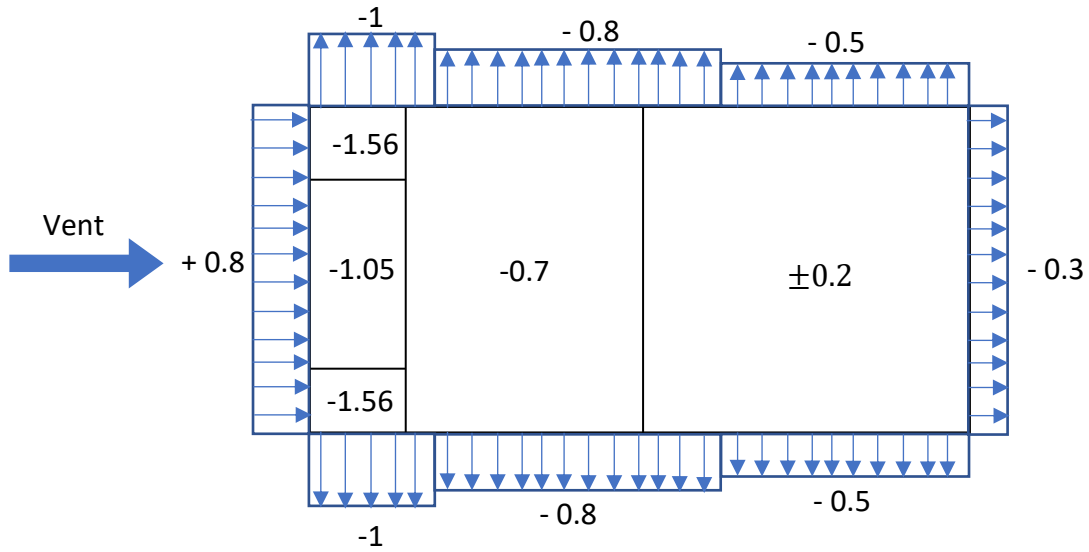


Figure II.9 : Distribution des coefficients de pression extérieurs pour la direction du vent 1

Cas N°2 : direction du vent perpendiculaire à la longueur du bâtiment

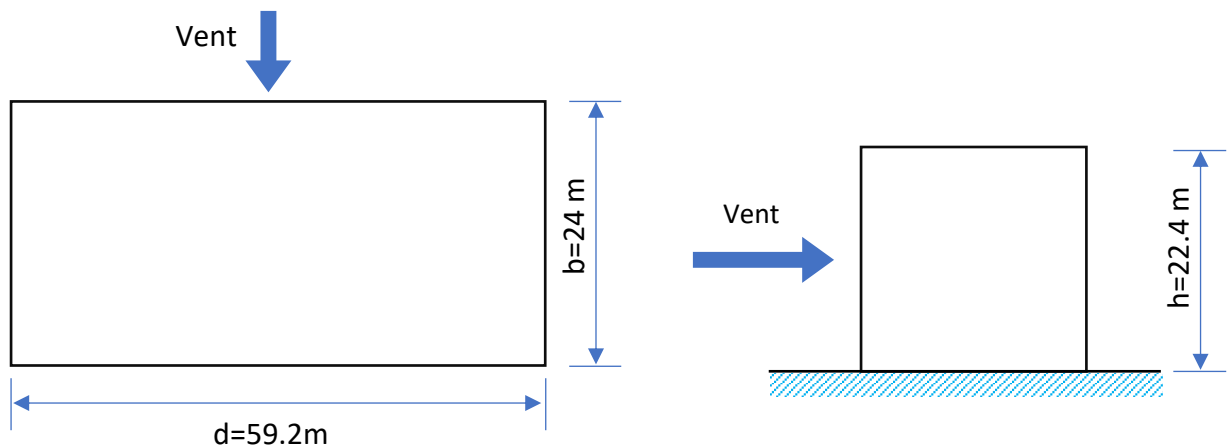


Figure II.10 : Détail sur la direction du vent (cas N°2)

$e = \min(59.2 \text{ m} ; 44.88 \text{ m}) = 44.88 \text{ m} > d$ donc la face parallèle à la direction du vent (de longueur $d = 59.2 \text{ m}$) est divisée en deux zones comme suit :

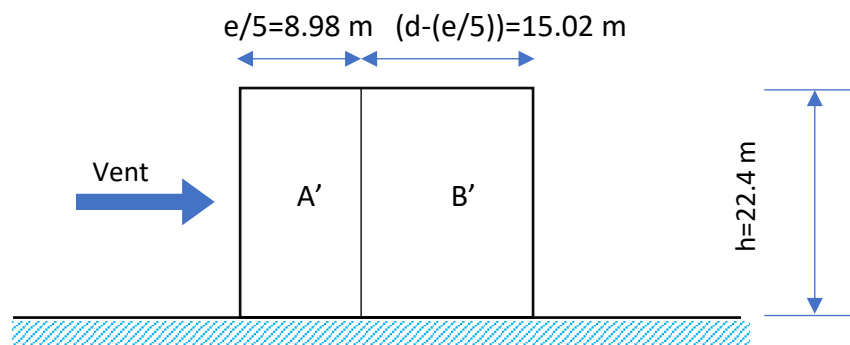


Figure II.11 : Découpage des parois verticales (vue en élévation)

Tableau II.11 : Valeurs des coefficients des pressions extérieures pour parois verticales

Zone	Aire (en m ²)	C_{pe}
A'	201.15	$C_{pe.10} = -1.0$
B'	336.44	$C_{pe.10} = -0.8$
D	1326.08	$C_{pe.10} = +0.8$
E	1326.08	$C_{pe.10} = -0.3$

Pour la toiture :

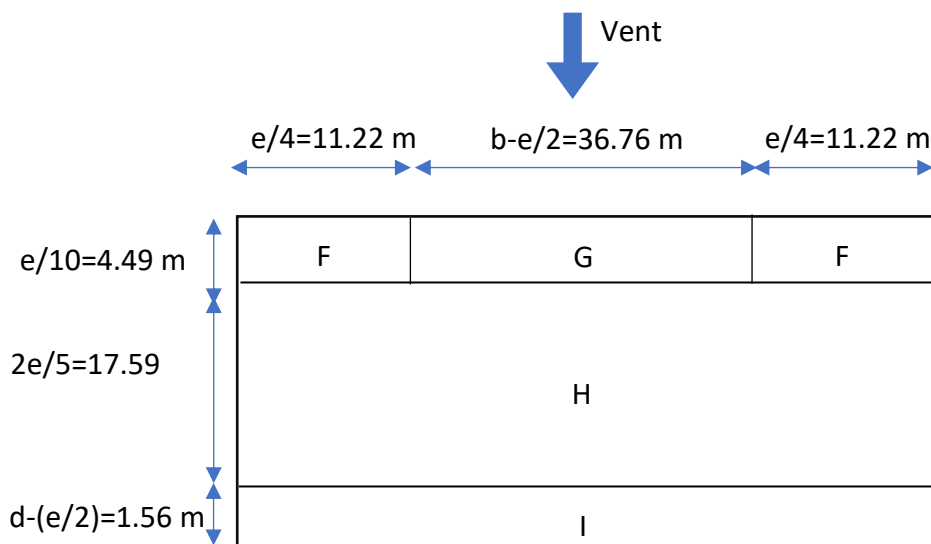


Figure II.12 : Découpage de la terrasse (vue de dessus)

Tableau II.12 : Valeurs des coefficients des pressions extérieures la terrasse

Zone	Aire (en m ²)	C_{pe}
F	50.37	$C_{pe.10} = -1.56$
G	165.05	$C_{pe.10} = -1.05$
H	1041.32	$C_{pe.10} = -0.7$
I	92.35	$C_{pe.10} = \pm 0.2$

La distribution des coefficients de pression extérieure pour la direction du vent 2 sera comme suit :

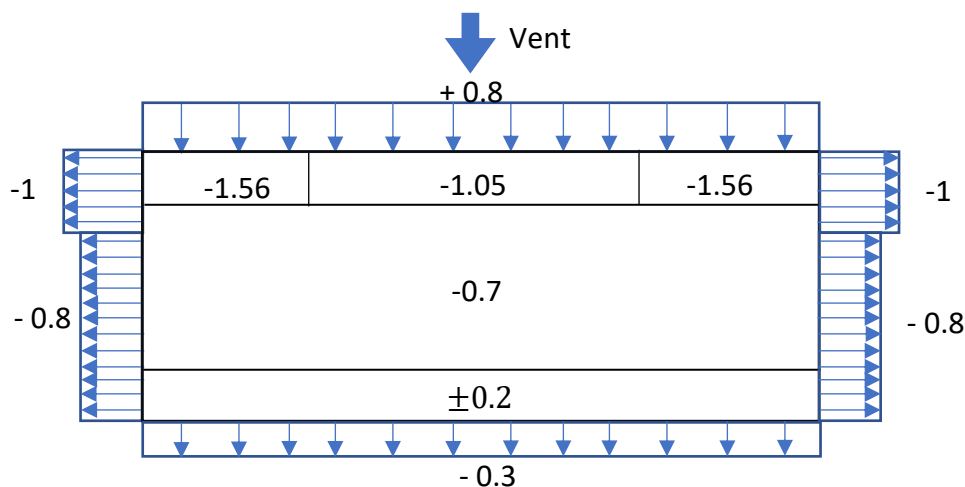


Figure II.13 : Distribution des coefficients de pression extérieurs pour la direction du vent 2

II.5.2.2.11 Coefficient de pression intérieure

Le coefficient de pression intérieure dépend de la dimension et de la répartition des ouvertures (ouvertures permanentes ou à considérer comme pouvant rester ouvertes en exploitation par grand vent) dans l'enveloppe du bâtiment.

Dans le cas de bâtiments avec cloisons intérieures ce qui est notre cas, les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$$C_{pi} = +0.8 \text{ et } C_{pi} = -0.5$$

II.5.2.2.12 Pression aérodynamique

C'est la pression qui s'exerce sur les éléments de la surface engendrant des forces perpendiculaires à la surface de construction, elle est donnée par les formules suivantes :

- $W_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$ Pression aérodynamique extérieure

- $W_i = q_p(z_e) \times C_{pi}$ Pression aérodynamique Intérieure

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Cas N°1 : direction du vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment

Tableau II.13 : Pressions exercées sur les parois verticales cas N°1

			$C_{pi} = +0.8$	$C_{pi} = -0.5$
Zone	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	$W(z_j)$ [N/m ²]	$W(z_j)$ [N/m ²]
A	375	-1	-675	-187.5
B	375	-0.8	-600	-112.5
C	375	-0.5	-487.5	0
D	375	+0.8	0	487.5
E	375	-0.3	-412.5	75

Pour la terrasse :

Tableau II.14 : Pressions exercées sur la terrasse cas N°1

				$C_{pi} = +0.8$	$C_{pi} = -0.5$		
Zone	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}		$W(z_j)$ [N/m ²]	$W(z_j)$ [N/m ²]		
F	375	-1.56		-885	-397.5		
G	375	-1.05		-693.75	-206.25		
H	375	-0.7		-562.5	-75		
I	375	-0.2	+0.2	-375	-225	112.5	262.5

Cas N°2 : direction du vent perpendiculaire à la longueur du bâtiment

Tableau II.15 : Pressions exercées sur les parois verticales cas N°2

			$C_{pi} = +0.8$	$C_{pi} = -0.5$
Zone	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	$W(z_j)$ [N/m ²]	$W(z_j)$ [N/m ²]
A'	375	-1	-675	-187.5
B'	375	-0.8	-600	-112.5
D	375	+0.8	0	487.5
E	375	-0.3	-412.5	75

Pour la terrasse, on obtient les mêmes résultats que le cas N°1, seulement l'aire des zones qui change.

II.5.2.2.13 Coefficient dynamique

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

$$C_d = \frac{1 + 2g \times I_v(z_{eq}) \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7I_v(z_{eq})}$$

Où :

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

Du fait que le bâtiment que nous étudions est un bâtiment à ossature et comportant des murs, et dont la hauteur $h=22.44m$ est inférieure à 100m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans les deux directions perpendiculaires aux directions du vent, la valeur simplifiée et conservative $C_d = 1$ peut être considérée (cf. chapitre 3 §3.2 RNV 2013).

II.5.2.2.14 Actions d'ensemble

La force exercée par le vent agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée par sommation vectorielle des forces $F_{w,e}$, $F_{w,i}$ et F_{fr} , respectivement données par :

- Forces extérieures : $F_{w,e} = C_d \times \sum W_e \times A_{ref}$
- Forces intérieures : $F_{w,i} = \sum W_i \times A_{ref}$
- Forces de frottement : $F_{w,e} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr}$,

Avec :

A_{ref} : Aire de référence de la surface élémentaire ;

A_{fr} : Aire de la surface extérieure parallèle au vent ;

C_{fr} : Coefficient de frottement.

Application Numérique :

Les effets de frottement du vent sur la surface sont négligés, car l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent.

Cas N°1 : direction du vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment

Tableau II.16 : Forces exercées par le vent sur les parois verticales cas N°1

Zone	A_{ref} (m ²)	$F_{w,e}$ [KN]	$C_{pi} = +0.8$	$C_{pi} = -0.5$
			$F_{w,i}$ [KN]	$F_{w,i}$ [KN]
A	107.52	-40.32	32.25	-20.16
B	430.08	-129.02	129.024	-80.64
C	788.48	-147.84	236.54	-147.84
D	537.6	161.28	161.28	-100.80
E	537.6	-60.48	161.28	-100.80

Pour la terrasse :

Tableau II.17 : Forces exercées par le vent sur la terrasse cas N°1

Zone	A_{ref} (m ²)	$F_{w,e}$ [KN]	$C_{pi} = +0.8$	$C_{pi} = -0.5$
			$F_{w,i}$ [KN]	$F_{w,i}$ [KN]
F	14.4	-8.42	4.32	-2.70
G	28.8	-11.34	8.64	-5.40
H	230.4	-60.48	69.12	-43.20
I	288	21.60 -21.60	86.40	-54.00

Tableau II.18 : Forces exercées par le vent sur les parois verticales cas N°2

Zone	A_{ref} (m ²)	$F_{w,e}$ [KN]	$C_{pi} = +0.8$	$C_{pi} = -0.5$
			$F_{w,i}$ [KN]	$F_{w,i}$ [KN]
A'	201.15	-75.43	60.35	-37.71
B'	336.44	-100.93	100.93	-63.08
D	1326.08	397.82	397.82	-248.64
E	1326.08	-149.18	397.81	-248.64

Pour la terrasse :

Tableau II.19 : Forces exercées par le vent sur la terrasse cas N°2

Zone	A_{ref} (m ²)	$F_{w,e}$ [KN]		$C_{pi} = +0.8$	$C_{pi} = -0.5$
				$F_{w,i}$ [KN]	$F_{w,i}$ [KN]
F	50.37	-29.47		15.11	-9.44
G	165.05	-64.98		49.51	-30.94
H	1041.32	-273.34		312.39	-195.24
I	92.35	6.92	-6.92	27.70	-17.31

II.6 Conclusion

Nous avons déterminé dans ce chapitre, l'action des différents types de charges appliqués sur les éléments de l'ouvrage. Les forces climatiques ont été déterminées conformément au règlement RNV 2013. Ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Cependant, en général pour les structures peu élancées, ces effets ne sont pas dominants devant l'action sismique.

Nous procéderons dans le chapitre suivant au prédimensionnement des éléments porteurs qui constituent la structure de l'ouvrage.

Chapitre III : Prédimensionnement des éléments

III.1 Introduction

Ce chapitre est consacré au prédimensionnement de l'ouvrage qui consiste à déterminer les dimensions des différents éléments de la structure en respectant les règles et principes prescrits par le document technique réglementaire "D.T.R-B.C-2.44 CCM 97" et l'Eurocode 3. Nous commencerons par une étude initiale des éléments porteurs de la structure, à savoir les poutres (principales, secondaires et consoles) et les poteaux.

III.2 Prédimensionnement

Le règlement "CCM 97" exige que les structures en acier et leurs composants doivent être dimensionnés de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagée du bâtiment ainsi qu'à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés. Il est recommandé d'utiliser les valeurs limites empiriques des flèches indiquées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.1 : Valeurs limites recommandées pour les flèches verticales CCM 97

Conditions	δ_{vmax}
Toitures en général	$L/200$
Toitures supportant fréquemment du personnel autre que le personnel d'entretien	$L/250$
Planchers en général	$L/250$
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou autres matériaux fragiles ou rigides	$L/250$
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche soit incluse dans l'analyse global de l'état limite ultime)	$L/400$
Cas où δ_{vmax} peut nuire à l'aspect du bâtiment	$L/250$

L désigne la portée de la poutre (pour les poutres en porte-à-faux, la longueur L est considérée égale à 2 fois la longueur du porte-à-faux).

À l'état limite de service, on doit s'assurer que la flèche totale δ soit inférieure ou égale à la flèche admissible δ_{vmax} , soit : $\delta \leq \delta_{vmax}$, une fois le profilé déterminé, on doit vérifier les conditions de résistance à l'état limite ultime.

Étant donné qu'on a deux différents chargements pour les planchers (planchers étages courants et plancher terrasse), l'étude sera faite pour les deux cas séparément.

III.2.1 Prédimensionnement des poutres secondaires/solives (étage courant)

Les solives sont des poutrelles placées horizontalement dans un plancher pour transmettre les charges de ce dernier sur des murs ou sur des poutres et travaillent à la flexion simple, les profilés utilisés pour les solives sont généralement des IPE. On opte pour un espacement entre solives de 1.2m, et une longueur $L=5m$ (la portée la plus grande). Les poutres secondaires seront montées aux poutres principales avec un assemblage articulé en doubles cornières, de ce fait on peut considérer que ces poutres sont isostatiques. Les profilés métalliques sont choisis d'après leurs inerties à partir du catalogue "ArcelorMittal Europe" (voir annexe 1).

III.2.1.1 Prédimensionnement du profilé à l'ELS (condition de flèche)

Vu que la poutre secondaire est doublement appuyée et supporte une charge uniformément répartie, et en considérant un plancher en général, la condition de la flèche s'écrit :

$$\delta = \frac{5 q_s L^4}{384 E I} \leq \delta_{vmax} = \frac{L}{250} \Leftrightarrow I \geq \frac{250 \times 5 \times q_s L^3}{384 E}$$

On considère que les poutres reprennent une demi-longueur de la dalle, donc on multiplie la charge q_s par l'entraxe, on trouve :

$$q_s = G + Q = (4.38 + 2.5) \times 1.2 = 8.256 \text{ KN/m}$$

$$I \geq \frac{250 \times 5 \times 8.256 \times 10^{-3} \times 5^3}{384 \times 210 \times 10^3} \approx 1.6 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I \geq 1600 \text{ cm}^4$$

Le profilé approprié pour cette inertie est l'IPE 200 ayant les caractéristiques suivantes :

- Inertie selon l'axe fort : $I_y = 1943 \text{ cm}^4$;
- Poids : $P = 22.4 \text{ Kg/m}$;
- Module résistant plastique selon l'axe y-y :
- $W_{pl,y} = 221 \text{ cm}^3$;
- Profilé de classe 1.

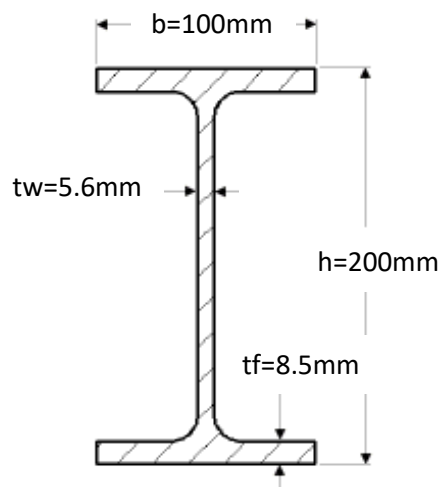


Figure III.1 : Schéma IPE 200

On doit s'assurer que le profilé choisi satisfait la condition de flèche sous son poids propre :

$$\delta' = \frac{5 q_s' L^4}{384 E I} \leq \frac{L}{250}$$

Avec :

$$q_s' = G + Q + P = 8.256 + 22.4 \times 10^{-2} = 8.48 \text{ KN/m}$$

D'où :

$$\delta' = \frac{5 \times 8.48 \times 10^{-3} \times 5^4}{384 \times 210 \times 10^3 \times 1943 \times 10^{-8}} = 0.0169 \text{ m}, \text{ et } \frac{L}{250} = 0.02 \text{ m}$$

Donc : $\delta' \leq \delta_{vmax}$ (condition de flèche sous poids propre vérifiée).

III.2.1.2 Vérification de l'état limite de service de vibration

Les vibrations et oscillations des planchers doivent être limitées afin d'éviter un inconfort sensible aux utilisateurs, il convient donc de comparer la valeur de calcul des vibrations à toutes les valeurs limites des vibrations recommandées. Les valeurs limites des vibrations du plancher des constructions ouvertes au public sont indiquées au tableau suivant :

Tableau III.2 : Valeurs limites des vibrations de planchers CCM 97

	Fréquence naturelle la plus basse du plancher
Planchers sur lesquels les usagers marchent régulièrement	3 Hz
Planchers sur lesquels les usagers sautent ou dansent de manière rythmée	5Hz

La vérification de la fréquence propre de vibration est faite comme suit :

$$f_0 = \frac{\alpha_i}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} > f_{Hz,i}$$

Où :

- f_0 : fréquence propre en Hz ;
- α_i : coefficient de fréquence du mode de vibration i donné dans le tableau 4.4 CCM97 ;
- m : masse par unité de longueur.

Application numérique :

$$f_{Hz,i} = 3Hz$$

$\alpha_i = 9.869$ (coefficient de la fréquence du premier mode qui donne la sollicitation dynamique et la flèche la plus défavorable).

$$m = G + P = 5.48 \text{ KN/m}$$

On trouve :

$$F_0 = \frac{9.869}{2\pi 5^2} \sqrt{\frac{210 \times 10^9 \times 1943 \times 10^{-8}}{548}} = 5.42 \text{ Hz} > 3 \text{ Hz}$$

Donc le risque de nuisance par vibration est écarté.

III.2.1.3 Vérification de la condition de résistance à l'ELU

Le moment fléchissant sollicitant M_{sd} doit rester inférieur à la valeur du moment résistant $M_{c,Rd}$, pour la section de classe 1 et 2 (exploitation plastique de la section). Cette condition est donnée par :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Le diagramme du moment pour une poutre simplement appuyée est donné par la figure suivante :

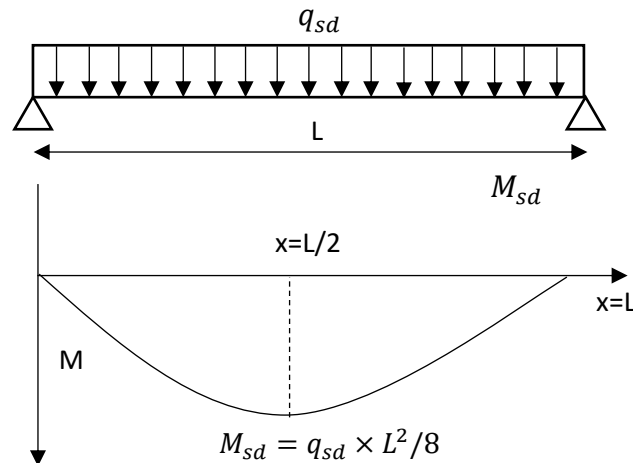


Figure III.2 : Diagramme du moment d'une poutre simplement appuyée et uniformément chargée

On trouve donc :

$$q_{sd} = 1.35(4.38 \times 1.2 + 0.224) + 1.5 \times 2.5 \times 1.2 = 11.89 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{11.89 \times 5^2}{8} = 37.18 \text{ KN.m} \approx 0.037 \text{ MN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{221 \times 10^{-6} \times 235}{1.1} = 0.047 \text{ MN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd} \text{ (Condition de résistance au moment fléchissant vérifiée)}$$

Selon le CCM97, les éléments fléchis doivent être soumis aux vérifications de stabilité aux phénomènes de voilement et déversement, cependant il n'est pas nécessaire de vérifier la stabilité des poutres à ces deux phénomènes pour les raisons suivantes :

- Les poutres en acier où leur déplacement latéral est empêché sont dites maintenues latéralement et ne sont pas affectées par les phénomènes d'instabilité de déversement (flambement latéral de la semelle comprimée, hors du plan principal de flexion), dans notre cas les poutres sont fixées au plancher à l'aide des connecteurs, ce qui assure ce maintien et empêche le déversement des semelles supérieures des poutres. Pour les semelles inférieures, ce maintien n'existe pas et il est nécessaire d'effectuer cette vérification pour une combinaison G+1.5W sous un vent de dépression, si la combinaison donne une charge négative qui risque de comprimer la semelle inférieure. Pour notre cas W est négligeable devant la charge G et la combinaison est de signe positif, donc la semelle inférieure n'est pas comprimée et ne risque pas de se déverser.
- Les sections de classe 1 sont des sections pouvant atteindre leur résistance plastique, et ont des âmes de dimensions telles qu'elles ne sont pas sensibles au voilement par cisaillement.

On conclut que le profilé IPE 200 est le plus économique qui satisfait toutes les exigences de résistance prescrites par le CCM97, par conséquent, on retient ce profilé comme section pour les poutres secondaires et solives de l'étage courant.

III.2.2 Prédimensionnement des poutres secondaires/solives (terrasse)

On opte pour le même écartement que le plancher de l'étage courant soit 1.2 m, et une longueur $L=5$ m, sachant que la charge permanente est égale à :

$$G = 5.63 \text{ KN/m}^2$$

III.2.2.1 Prédimensionnement du profilé à l'ELS (condition de flèche)

La condition de flèche s'écrit :

$$\delta = \frac{5 q_s L^4}{384 E I} \leq \delta_{vmax} = \frac{L}{250} \Leftrightarrow I \geq \frac{250 \times 5 \times q_s L^3}{384 E}$$

Application numérique :

$$q_s = G + Q = (5.63 + 2.5) \times 1.2 = 9.75 \text{ KN/m}$$

$$I \geq \frac{250 \times 5 \times 9.75 \times 10^{-3} \times 5^3}{384 \times 210 \times 10^3} \approx 1.88 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I \geq 1880 \text{ cm}^4$$

On opte donc pour un IPE 200 avec les mêmes caractéristiques citées dans le paragraphe précédent (III.2.1.1).

On doit s'assurer que le profilé choisi satisfait la condition de flèche sous son poids propre :

$$\delta' = \frac{5 q_s' L^4}{384 E I} \leq \frac{L}{250}$$

Avec :

$$q_s' = G + Q + P = 9.75 + 22.4 \times 10^{-2} = 9.97 \text{ KN/m}$$

D'où :

$$\delta' = \frac{5 \times 9.97 \times 10^{-3} \times 5^4}{384 \times 210 \times 10^3 \times 1943 \times 10^{-8}} = 0.019 \text{ m}, \text{ et } \frac{L}{250} = 0.02 \text{ m}$$

Donc : $\delta' \leq \delta_{vmax}$ (condition de flèche sous poids propre vérifiée).

III.2.2.2 Vérification de l'état limite de service de vibration

La vérification de la fréquence propre de vibration est faite comme suit :

$$f_0 = \frac{\alpha_i}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} > f_{Hz,i}$$

Application numérique :

$$f_{Hz,i} = 3 \text{ Hz}$$

$$\alpha_i = 9.869$$

$$m = G + P = 6.98 \text{ KN/m}$$

On trouve :

$$F_0 = \frac{9.869}{2\pi 5^2} \sqrt{\frac{210 \times 10^9 \times 1943 \times 10^{-8}}{698}} = 4.8 \text{ Hz} > 3 \text{ Hz}$$

Donc le risque de nuisance par vibration est écarté.

III.2.2.3 Vérification de la condition de résistance à l'ELU

On trouve :

$$q_{sd} = 1.35(5.63 \times 1.2 + 0.224) + 1.5 \times 2.5 \times 1.2 = 13.92 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{13.92 \times 5^2}{8} = 43.4 \text{ KN.m} \approx 0.043 \text{ MN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = 0.047 \text{ MN/m}$$

$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$ (Condition de résistance au moment fléchissant est vérifiée).

On conclut que le profilé IPE 200 satisfait toutes les conditions prescrites par le CCM 97 et donc il sera utilisé comme prédimensionnement des poutres secondaires et des solives du plancher terrasse.

III.2.3 Prédimensionnement des poutres principales (étage courant)

Le bâtiment étudié comporte des poutres principales d'une longueur de 6 m et des poutres secondaires d'une longueur de 12 m (voir figure A.3.2 annexe 3), donc les deux cas seront séparément étudiés. Les poutres principales sont considérées encastées dans leurs extrémités et uniformément chargées, et elles sont soumises à la flexion simple.

III.2.3.1 Prédimensionnement du profilé à l'ELS (condition de flèche) L=6m

La flèche d'une poutre bi-encastée et uniformément chargée est donnée par :

$$\delta = \frac{qL^4}{384 EI}$$

Les poutres principales en plus de la charge uniformément répartie, supportent le poids propre des solives, donc ce poids doit être réparti sur la longueur de la poutre comme suit:

$$P'_{solive} = \frac{n P_{solive}}{(n-1)e_{solive}}$$

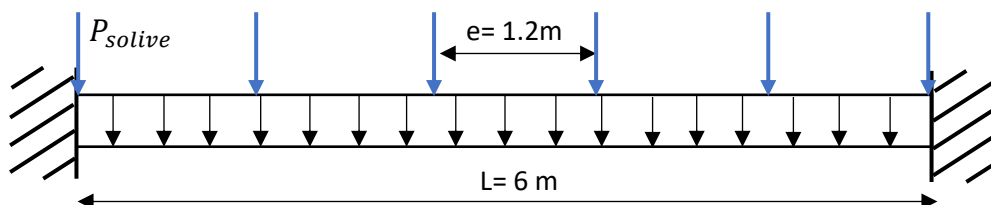


Figure III.3 : Schéma de la poutre principale d'une longueur de 6m

- n : nombre de solive, $n = 6$;
- e : entraxe des solives, $e = 1.2m$;

- $(n - 1)$: nombre des entraxes des solives.

on obtient P'_{solive} :

$$P'_{solive} = \frac{6 \times 0.224}{5 \times 1.2} = 0.224 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$q = G + P'_{solive} + Q = (4.38 + 0.224) \times 4.9 + 2.5 \times 4.9 = 34.8 \text{ KN/m}$$

La flèche doit vérifier :

$$\delta = \frac{qL^4}{384 EI} < \delta_{max}$$

$$\frac{qL^4}{384 EI} < \frac{L}{250} \Leftrightarrow I > \frac{250 qL^3}{384 E}$$

On trouve :

$$I > 2.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Le profilé le plus économique et qui satisfait la condition précédente est l'IPE 220, cependant, il ne satisfait pas les conditions de résistance à l'ELU, donc après un calcul itératif, le profilé qui convient est l'IPE 330 ayant les caractéristiques suivantes :

- Inertie selon axe fort : $I_y = 11770 \text{ cm}^4$;
- Poids : $P = 49.1 \text{ Kg/m}$;
- Module résistant plastique selon axe y-y :
 $W_{pl,y} = 804 \text{ cm}^3$;
- Profilé de classe 1.

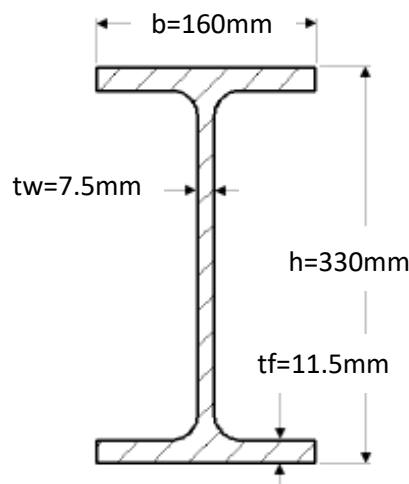


Figure III.4 : Schéma IPE 330

On doit s'assurer que le profilé choisi satisfait la condition de flèche sous son poids propre :

$$\delta' = \frac{q_s' L^4}{384 E I} \leq \frac{L}{250}$$

Avec :

$$q'_s = G + Q + P = (4.38 + 0.224) \times 4.9 + 0.49 + 2.5 \times 4.9 = 35,29 \text{ KN/m}$$

D'où :

$$\delta' = \frac{q'L^4}{384 EI} = 4.81 \times 10^{-3} m, \text{ et } \frac{L}{250} = 0.024 m$$

Donc : $\delta' \leq \delta_{vmax}$ (condition de flèche sous poids propre vérifiée).

III.2.3.2 Vérification de l'état limite de service de vibration

La vérification de la fréquence propre de vibration est faite comme suit :

$$f_0 = \frac{\alpha_i}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} > f_{Hz,i}$$

Avec :

$$f_{Hz,i} = 3 \text{ Hz}$$

$$\alpha_i = 22.37$$

$$m = G1 + P' + Pp = 23.07 \text{ KN/m}$$

On trouve :

$$f_0 = \frac{22.37}{2\pi \cdot 6^2} \sqrt{\frac{210 \times 10^9 \times 11770 \times 10^{-8}}{2307}} = 10.23 \text{ Hz} > 3 \text{ Hz}$$

Donc le risque de nuisance par vibration est écarté.

III.2.3.3 Vérification de la condition de résistance à l'ELU

Le moment sollicitant d'une poutre bi-encastree est calculé au niveau de l'encastrement comme le montre la figure ci-dessous :

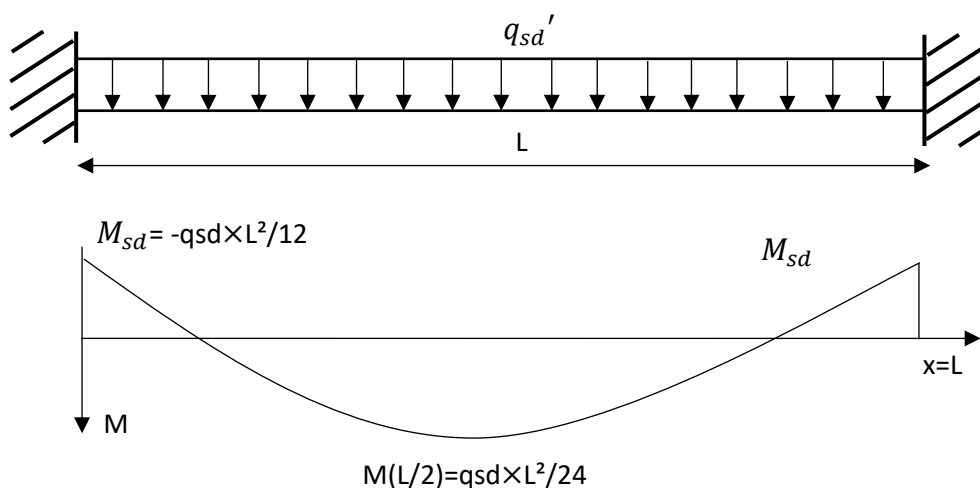


Figure III.5 : Diagramme du moment d'une poutre bi encastree et uniformement chargée

Application numérique :

$$q_{sd} = 1.35(G1 + P' + Pp) + 1.5Q$$

$$q_{sd} = 1.35((4.38 + 0.224) \times 4.9 + 0.49) + 1.5 \times 2.5 \times 4.9 = 49.5 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{49.5 \times 6^2}{12} = 148.59 \text{ KN.m} \approx 0.149 \text{ MN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = 804 \times 10^{-6} \times \frac{235}{1.1} = 0.172 \text{ MN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,Rd}$ (Condition de résistance au moment fléchissant vérifiée)

III.2.3.4 Prédimensionnement du profilé à l'ELS (condition de flèche) L=12m

La flèche d'une poutre bi-encastree et uniformément chargée est donnée par :

$$\delta = \frac{qL^4}{384 EI}$$

La répartition des solives supportées par la poutre principale se fait comme suit :

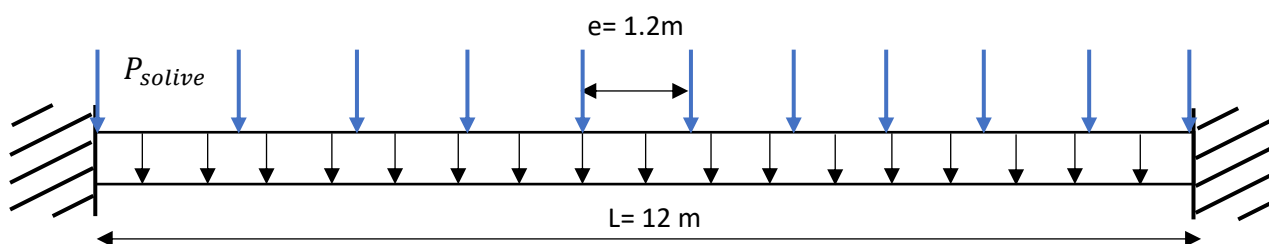


Figure III.6 : Schéma de la poutre principale de longueur de 12m

$$P'_{solive} = \frac{n P_{solive}}{(n - 1)e_{solive}}$$

Avec :

- n : nombre de solive, $n = 11$;
- e : entraxe des solives, $e = 1.2m$.

on obtient P'_{solive} :

$$P'_{solive} = \frac{11 \times 0.224}{10 \times 1.2} = 0.2 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$q = G + P'_{solive} + Q = (4.38 + 0.2) \times 4.9 + 2.5 \times 4.9 = 34.7 \text{ KN/m}$$

La flèche doit vérifier :

$$\delta = \frac{qL^4}{384 EI} < \delta_{max}$$

$$\frac{qL^4}{384 EI} < \frac{L}{250} \Leftrightarrow I > \frac{250 qL^3}{384 E}$$

On trouve :

$$I > 1.85 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Le profilé IPE 400 est le plus économique et satisfait la condition précédente, cependant, il ne satisfait pas les conditions de résistance à l'ELU, donc après un calcul itératif, le profilé qui convient est l'IPE 600 ayant les caractéristiques suivantes :

- Inertie selon axe fort : $I_y = 92080 \text{ cm}^4$;
- Poids : $P = 122 \text{ Kg/m}$;
- Module résistant plastique selon axe y-y :
 $W_{pl,y} = 3512 \text{ cm}^3$;
- Profilé de classe 1.

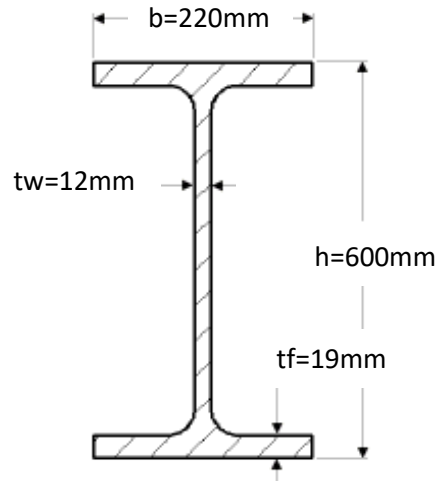


Figure III.7 : Schéma IPE 600

On doit s'assurer que le profilé choisi satisfait la condition de flèche sous son poids propre :

$$\delta' = \frac{q_s' L^4}{384 E I} \leq \frac{L}{250}$$

Avec :

$$q_s' = G + Q + P = (4.38 + 0.2) \times 4.9 + 1.22 + 2.5 \times 4.9 = 35,91 \text{ KN/m}$$

D'où :

$$\delta' = \frac{q' L^4}{384 E I} = 0.01 \text{ m}, \text{ et } \frac{L}{250} = 0.024 \text{ m}$$

Donc : $\delta' \leq \delta_{vmax}$ (condition de flèche sous poids propre vérifiée).

III.2.3.5 Vérification de l'état limite de service de vibration

La vérification de la fréquence propre de vibration est faite comme suit :

$$f_0 = \frac{\alpha_i}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} > f_{Hz,i}$$

Avec :

$$f_{Hz,i} = 3 \text{ Hz}$$

$$\alpha_i = 22.37$$

$$m = 23.66 \text{ KN/m}$$

On trouve :

$$f_0 = \frac{22.37}{2\pi 12^2} \sqrt{\frac{210 \times 10^9 \times 92080 \times 10^{-8}}{2366}} = 7.06 \text{ Hz} > 3 \text{ Hz}$$

Donc le risque de nuisance par vibration est écarté.

III.2.3.6 Vérification de la condition de résistance à l'ELU

Application numérique :

$$q_{sd} = 1.35(G1 + P' + Pp) + 1.5Q$$

$$q_{sd} = 1.35((4.38 + 0.2) \times 4.9 + 1.22) + 1.5 \times 2.5 \times 4.9 = 50.3 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{50.3 \times 12^2}{12} = 603.6 \text{ KN.m} \approx 0.604 \text{ MN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = 3512 \times 10^{-6} \times \frac{235}{1.1} = 0.75 \text{ MN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,Rd}$ (Condition de résistance au moment fléchissant est vérifiée)

III.2.4 Prédimensionnement des poutres principales (terrasse)

On procède de la même manière que le paragraphe précédent sachant que les charges appliquées sont :

$$G_{terrasse} = 5.63 \text{ KN/m}^2, Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

III.2.4.1 Prédimensionnement du profilé à l'ELS (condition de flèche) L=6m

On obtient P'_{solive} :

$$P'_{solive} = \frac{6 \times 0.224}{5 \times 1.2} = 0.224 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$q = G + P'_{solive} + Q = (5.63 + 0.224) \times 4.9 + 2.5 \times 4.9 = 40.93 \text{ KN/m}$$

La flèche doit vérifier :

$$\delta = \frac{qL^4}{384 EI} < \delta_{max}$$

$$\frac{qL^4}{384 EI} < \frac{L}{250} \Leftrightarrow I > \frac{250 qL^3}{384 E}$$

On trouve :

$$I > 2.74 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

On opte pour un IPE 360 étant donné que le profilé IPE 330 ne résiste pas au moment fléchissant, les caractéristiques de l'IPE 360 sont les suivants :

- Inertie selon axe fort : $I_y = 16270 \text{ cm}^4$;

- Poids : $P = 57.1 \text{ Kg/m}$;
- Module résistant plastique selon axe y-y :
 $W_{pl,y} = 1019 \text{ cm}^3$;
- Profilé de classe 1.

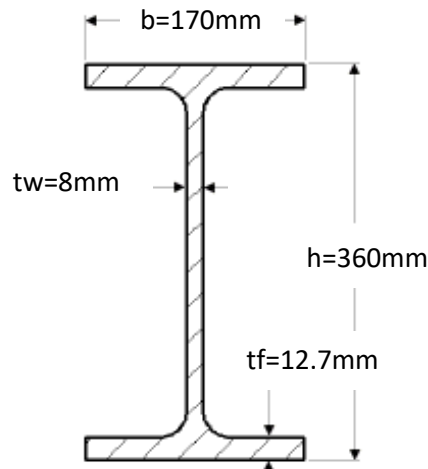


Figure III.8 : Schéma IPE 360

on doit s'assurer que le profilé choisi satisfait la condition de flèche sous son poids propre :

$$\delta' = \frac{q'_s L^4}{384 EI} \leq \frac{L}{250}$$

Avec :

$$q'_s = G + Q + P = (5.63 + 0.224) \times 4.9 + 0.571 + 2.5 \times 4.9 = 41.5 \text{ KN/m}$$

D'où :

$$\delta' = \frac{q'_s L^4}{384 EI} = 4.1 \times 10^{-3} \text{ m}, \text{ et } \frac{L}{250} = 0.024 \text{ m}$$

Donc : $\delta' \leq \delta_{vmax}$ (condition de flèche sous poids propre vérifiée).

III.2.4.2 Vérification de l'état limite de service de vibration

La vérification de la fréquence propre de vibration est faite comme suit :

$$f_0 = \frac{\alpha_i}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} > f_{Hz,i}$$

Avec :

$$f_{Hz,i} = 3 \text{ Hz}$$

$$\alpha_i = 22.37$$

$$m = 29.25 \text{ KN/m}$$

On trouve :

$$f_0 = \frac{22.37}{2\pi \cdot 6^2} \sqrt{\frac{210 \times 10^9 \times 16270 \times 10^{-8}}{2925}} = 10.68 \text{ Hz} > 3 \text{ Hz}$$

Donc le risque de nuisance par vibration est écarté.

III.2.4.3 Vérification de la condition de résistance à l'ELU

Application numérique :

$$q_{sd} = 1.35((5.63 + 0.224) \times 4.9 + 0.571) + 1.5 \times 2.5 \times 4.9 = 57.87 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{57.87 \times 6^2}{12} = 173.61 \text{ KN.m} \approx 0.173 \text{ MN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = 1019 \times 10^{-6} \times \frac{235}{1.1} = 0.217 \text{ MN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,Rd}$ (Condition de résistance au moment fléchissant est vérifiée)

III.2.4.4 Prédimensionnement du profilé à l'ELS (condition de flèche) L=12m

Application numérique :

- n : nombre de solive, $n = 11$

- e : entraxe des solives, $e = 1.2\text{m}$

on obtient P'_{solive} :

$$P'_{solive} = \frac{11 \times 0.224}{10 \times 1.2} = 0.2 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$q = G + P'_{solive} + Q = (5.63 + 0.2) \times 4.9 + 2.5 \times 4.9 = 40.81 \text{ KN/m}$$

La flèche doit vérifier :

$$\delta = \frac{qL^4}{384 EI} < \delta_{max}$$

$$\frac{qL^4}{384 EI} < \frac{L}{250} \Leftrightarrow I > \frac{250 qL^3}{384 E}$$

On trouve :

$$I > 2.1 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

On opte pour un profilé similaire au plancher étage courant soit un IPE 600, on doit s'assurer que le profilé choisi satisfait la condition de flèche sous son poids propre :

$$\delta' = \frac{q_s' L^4}{384 E I} \leq \frac{L}{250}$$

Avec :

$$q_s' = G + Q + P = (5.63 + 0.2) \times 4.9 + 1.22 + 2.5 \times 4.9 = 42 \text{ KN/m}$$

D'où :

$$\delta' = \frac{q'L^4}{384 EI} = 0.011 \text{ m}, \text{ et } \frac{L}{250} = 0.024 \text{ m}$$

Donc : $\delta' \leq \delta_{vmax}$ (condition de flèche sous poids propre vérifiée).

III.2.4.5 Vérification de l'état limite de service de vibration

La vérification de la fréquence propre de vibration est faite comme suit :

$$f_0 = \frac{\alpha_i}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} > f_{Hz,i}$$

Avec :

$$f_{Hz,i} = 3 \text{ Hz}$$

$$\alpha_i = 22.37$$

$$m = 29.78 \text{ KN/m}$$

On trouve :

$$f_0 = \frac{22.37}{2\pi 12^2} \sqrt{\frac{210 \times 10^9 \times 92080 \times 10^{-8}}{2978}} = 6.3 \text{ Hz} > 3 \text{ Hz}$$

Donc le risque de nuisance par vibration est écarté.

III.2.4.6 Vérification de la condition de résistance à l'ELU

Application numérique :

$$q_{sd} = 1.35(G1 + P' + Pp) + 1.5Q$$

$$q_{sd} = 1.35((5.63 + 0.2) \times 4.9 + 1.22) + 1.5 \times 2.5 \times 4.9 = 58.58 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{58.58 \times 12^2}{12} = 702.96 \text{ KN.m} \approx 0.703 \text{ MN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = 3512 \times 10^{-6} \times \frac{235}{1.1} = 0.75 \text{ MN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} \text{ (Condition de résistance au moment fléchissant vérifiée)}$$

III.2.5 Prédimensionnement des poutres consoles (étage courant)

Le bâtiment comporte des poutres en porte à faux (voir figure A.4.5 annexe 4), la console la plus sollicitée a une longueur de L=2m.

III.2.5.1 Prédimensionnement du profilé à l'ELS (condition de flèche)

La condition de la flèche pour une console uniformément chargée est donnée par :

$$\delta = \frac{q_s L^4}{8 E I} \leq \delta_{vmax} = \frac{2L}{250} \Leftrightarrow I \geq \frac{250 \times q_s L^3}{8 E}$$

Application numérique :

$$q_s = G + Q = (4.38 + 2.5) \times 1.2 = 8.256 \text{ KN/m}$$

$$I \geq \frac{250 \times 8.256 \times 10^{-3} \times 2^3}{2 \times 8 \times 210 \times 10^3} \approx 4.91 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$I \geq 491 \text{ cm}^4$$

Le profilé le plus économique qui satisfait cette condition est l'IPE 140, mais il ne répond pas aux exigences de résistance à l'ELU.

On opte pour un IPE 180 ayant les caractéristiques suivantes :

- Inertie selon axe fort : $I_y = 1317 \text{ cm}^4$;
- Poids : $P = 18.8 \text{ Kg/m}$;
- Module résistant plastique selon axe y-y :
 $W_{pl,y} = 166 \text{ cm}^3$;
- Profilé de classe 1.

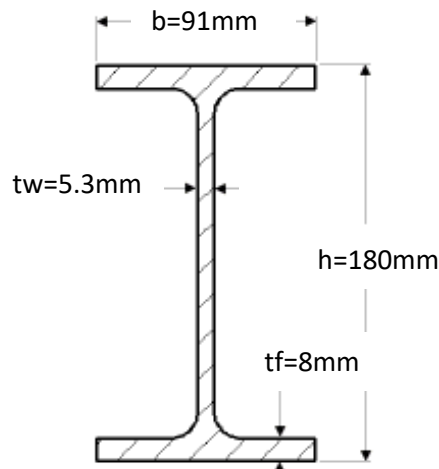


Figure III.9 : Schéma IPE 180

On doit s'assurer que le profilé choisi satisfait la condition de flèche sous son poids propre :

$$\delta' = \frac{q_s' L^4}{8 E I} \leq \frac{2L}{250}$$

Avec :

$$q_s' = G + Q + P = 8.256 + 18.8 \times 10^{-2} = 8.44 \text{ KN/m}$$

D'où :

$$\delta' = \frac{8.44 \times 10^{-3} \times 2^4}{8 \times 210 \times 10^3 \times 1317 \times 10^{-8}} = 0.006 \text{ m}, \text{ et } \frac{2L}{250} = 0.016 \text{ m}$$

Donc : $\delta' \leq \delta_{vmax}$ (condition de flèche sous poids propre vérifiée).

III.2.5.2 Vérification de l'état limite de service de vibration

Application numérique :

$$f_{Hz,i} = 3 \text{ Hz}$$

$$\alpha_i = 3.51$$

$$m = G + P = 5.44 \text{ KN/m}$$

On trouve :

$$F_0 = \frac{3.51}{2\pi^2} \sqrt{\frac{210 \times 10^9 \times 1317 \times 10^{-8}}{544}} = 9.95 \text{ Hz} > 3 \text{ Hz}$$

Donc le risque de nuisance par vibration est écarté.

III.2.5.3 Vérification de la condition de résistance à l'ELU

Le diagramme du moment pour une poutre console est donné par la figure suivante :

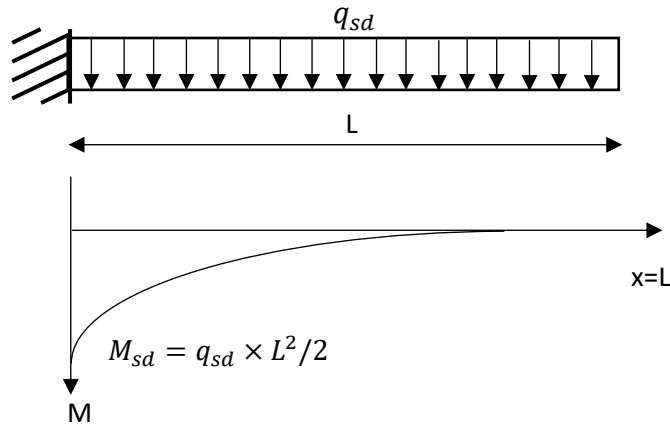


Figure III.10 : Diagramme du moment d'une poutre console uniformément chargée

On trouve donc :

$$q_{sd} = 1.35(4.38 \times 1.2 + 0.188) + 1.5 \times 2.5 \times 1.2 = 11.84 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{11.84 \times 2^2}{2} = 23.68 \text{ KN.m} \approx 0.024 \text{ MN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{166 \times 10^{-6} \times 235}{1.1} = 0.035 \text{ MN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd} \text{ (Condition de résistance au moment fléchissant vérifiée)}$$

III.2.6 Prédimensionnement des poutres consoles (terrasse)

On procède de la même manière en prenant $G=5.63 \text{ KN/m}^2$.

III.2.6.1 Prédimensionnement du profilé à l'ELS (condition de flèche)

La condition de la flèche pour une console uniformément chargée est donnée par :

$$\delta = \frac{q_s L^4}{8 E I} \leq \delta_{vmax} = \frac{2L}{250} \Leftrightarrow I \geq \frac{250 \times q_s L^3}{8 E}$$

Application numérique :

$$q_s = G + Q = (5.63 + 2.5) \times 1.2 = 9.75 \text{ KN/m}$$

$$I \geq \frac{250 \times 9.75 \times 10^{-3} \times 2^3}{2 \times 8 \times 210 \times 10^3} \approx 5.8 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

On opte donc pour un IPE 180 ayant les caractéristiques citées auparavant, et on doit vérifier que le profilé choisi satisfait la condition de flèche sous son poids propre :

$$\delta' = \frac{q_s' L^4}{8 E I} \leq \frac{2L}{250}$$

Avec :

$$q_s' = G + Q + P = 9.75 + 18.8 \times 10^{-2} = 9.93 \text{ KN/m}$$

D'où :

$$\delta' = \frac{9.93 \times 10^{-3} \times 2^4}{8 \times 210 \times 10^3 \times 1317 \times 10^{-8}} = 0.007 \text{ m}, \text{ et } \frac{2L}{250} = 0.016 \text{ m}$$

Donc : $\delta' \leq \delta_{vmax}$ (condition de flèche sous poids propre vérifiée).

III.2.6.2 Vérification de l'état limite de service de vibration

Application numérique :

$$f_{Hz,i} = 3 \text{ Hz}$$

$$\alpha_i = 3.51$$

$$m = 6.94 \text{ KN/m}$$

On trouve :

$$f_0 = \frac{3.51}{2\pi 2^2} \sqrt{\frac{210 \times 10^9 \times 1317 \times 10^{-8}}{694}} = 8.81 \text{ Hz} > 3 \text{ Hz}$$

Donc le risque de nuisance par vibration est écarté.

III.2.6.3 Vérification de la condition de résistance à l'ELU

On trouve :

$$q_{sd} = 1.35(5.63 \times 1.2 + 0.188) + 1.5 \times 2.5 \times 1.2 = 13.87 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{13.87 \times 2^2}{2} = 27.74 \text{ KN.m} \approx 0.028 \text{ MN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{166 \times 10^{-6} \times 235}{1.1} = 0.035 \text{ MN.m}$$

$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$ (Condition de résistance au moment fléchissant est vérifiée)

III.2.7 Prédimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments soumis à des efforts normaux, c'est pour cela qu'on choisit généralement des profilés à larges ailes dites en HE (HEA ou HEB) à cause de leurs grandes sections et leur inertie qui est sensiblement égale autour des axes principaux ce qui leurs permettent essentiellement de reprendre ces efforts.

III.2.7.1 Surface d'influence

Le prédimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge sur le poteau le plus sollicité, autrement dit le poteau qui porte la plus grande surface de la dalle dite surface

d'influence. Nous déterminons trois surfaces d'influence à cause de l'irrégularité des étages de l'ouvrage, et cela par rapport à la discontinuité des poteaux, comme les figures ci-dessous le montrent : (voir figure A.3.2 annexe 3 pour plus de détails) :

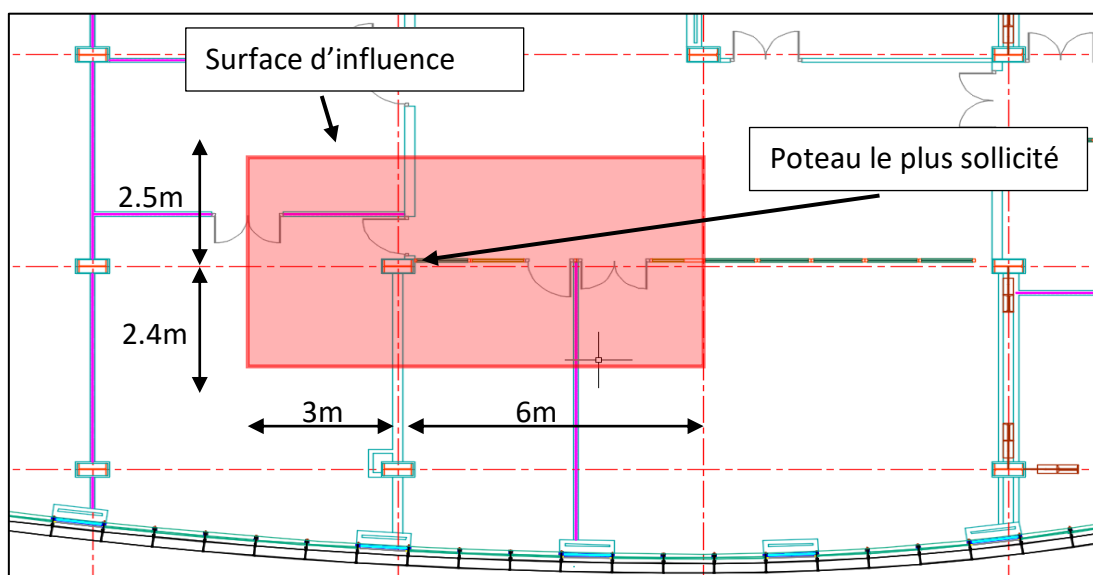


Figure III.11 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité de l'étage 2,3,4 et terrasse

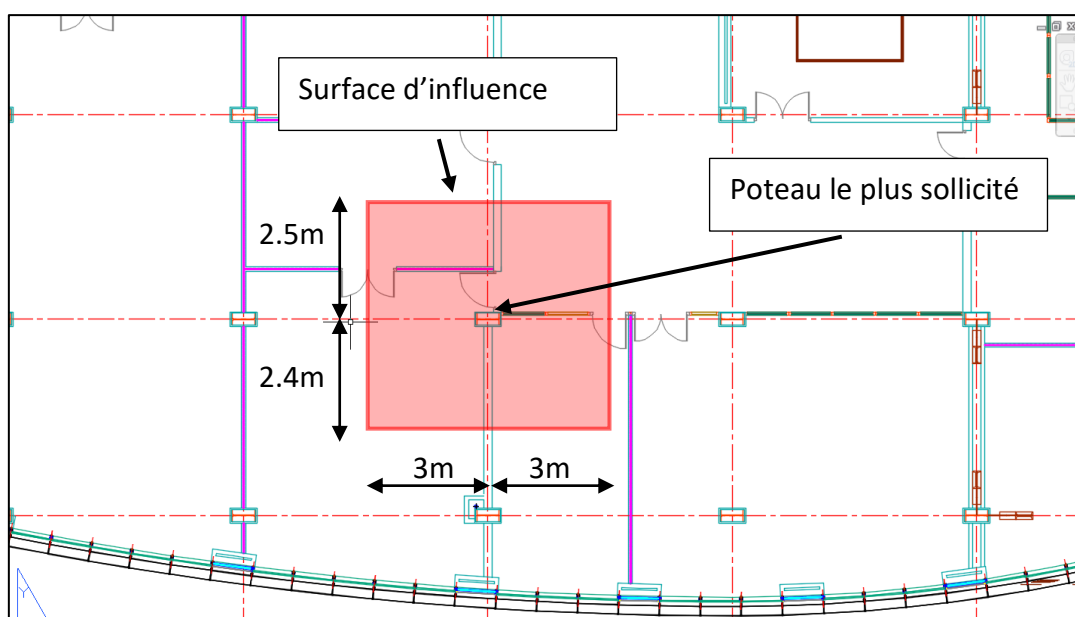


Figure III.12 : Surface d'influence du même poteau pour le premier étage et RDC

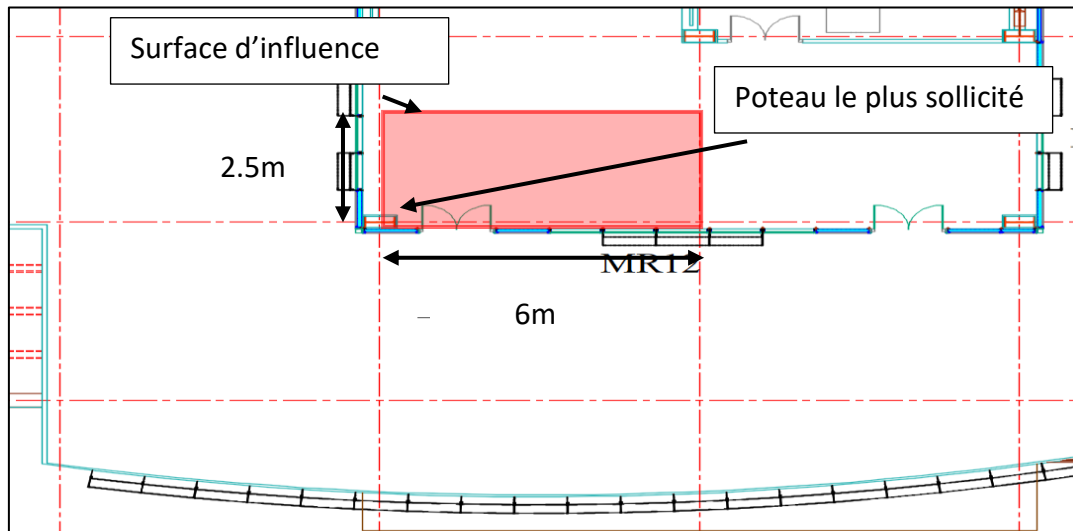


Figure III.13 : Surface d'influence du même poteau pour le dernier niveau

donc on obtient :

- Surface d'influence du poteau le plus sollicité pour le premier étage et RDC :
 $S_1 = (2.5 + 2.4)(3 + 3) = 29.4 \text{ m}^2$
- Surface d'influence du poteau le plus sollicité étage 2,3,4 et terrasse :
 $S_2 = (2.5 + 2.4)(6 + 3) = 44.1 \text{ m}^2$
- Surface d'influence du poteau le plus sollicité pour le dernier niveau :
 $S_3 = (2.5)(6) = 15 \text{ m}^2$

III.2.7.2 Prédimensionnement du profilé sous l'effort normal N_{sd}

En plus de son poids propre, le poteau supporte le poids des autres éléments à savoir : la dalle, les poutres secondaires et les poutres principales, les charges permanentes reprises par le poteau sont dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Charges permanentes appliquées sur le poteau le plus sollicité

Éléments	Charges permanentes reprises par le poteau (KN)
Plancher et revêtement	Dernier niveau : $G = 5.63 \times 15 = 84.45$
	Terrasse : $G_T = 5.63 \times 44.1 = 248.28$
	2ème, 3ème et 4ème étage : $G_2 = 4.38 \times 44.1 = 193.15$
	Premier étage et RDC : $G_1 = 4.38 \times 29.4 = 128.77$
Poutres secondaires (IPE200)	$G_{ps1} = 0.224 \times 2.5 = 0.56$
	$G_{ps2} = 0.224 \times 2.4 = 0.54$
Poutre principales (IPE330)	$G_{pp1} = 0.491 \times 3 = 1.47$
Poutre principales (IPE360)	$G_{pp2} = 0.571 \times 3 = 1.71$
Poutre principales (IPE600)	$G_{pp3} = 1.22 \times 6 = 7.32$

L'effort normal sollicitant N_{sd} doit vérifier la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \Leftrightarrow A \geq N_{sd} \frac{\gamma_{m0}}{f_y}$$

Donc on trouve l'effort normal sollicitant sans poids propre du poteau :

$$N_{sd} = 1.35[(G + G_{pp3} + G_{ps1}) + (G_T + G_{ps1} + G_{ps2} + G_{pp3} + G_{pp2}) \\ + 3(G_2 + G_{ps1} + G_{ps2} + G_{pp3} + G_{pp1}) + 2(G_1 + G_{ps1} + G_{ps2} + 2G_{pp1})] \\ + 1.5Q(2S_1 + 4S_2 + S_3)$$

$$N_{sd} = 1.35[(92.33) + (258.41) + 3(203.04) + 2(132.81)] + 1.5Q(250.2)$$

$$\Rightarrow N_{sd} = 2592KN$$

$$A \geq \frac{2.592 \times 1}{235} = 0.011 m^2$$

$$\Rightarrow A \geq 110 cm^2$$

On détermine à partir du catalogue " Arcelor Mittal Europe" le profilé qui satisfait cette équation en étant le plus économique, on opte pour un profilé HEB 320 ayant les caractéristiques suivantes :

- Section : $A = 161.3 cm^2$;
- Poids : $P = 127 Kg/m$;
- Profilé de classe 1.

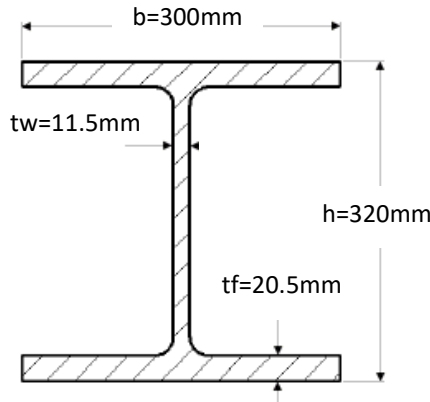


Figure III.14 : Schéma HEB 320

On doit s'assurer que la condition de l'effort normal sollicitant sous poids propre soit vérifiée :

$$N_{sd}' \leq N_{pl,rd}$$

Avec :

$$N_{sd}' = N_{sd} + P(5h + 2h')$$

Où :

h : hauteur commune des poteaux égale à 3.74m

h' : hauteur du poteau des deux derniers niveaux, égale à 3m

$$N'_{sd} = 2592 + 1.27(6 \times 3.74 + 6) = 2624.3 \text{ KN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{161.3 \times 10^{-4} \times 235}{1} = 3.79 \text{ MN}$$

$N_{sd}' \leq N_{pl,rd}$ (Condition de résistance sous poids propre vérifiée)

III.2.7.3 Vérification du profilé vis-à-vis du flambement

Le flambement ou flambage est un phénomène d'instabilité d'une structure élastique, le grand élancement des éléments comprimés provoque une déformation par une flexion particulière des parties comprimées. Le CCM97 et l'Eurocode 3 donnent une procédure pour la vérification de ce phénomène, qui est la suivante :

D'abord, la vérification du flambement passe par la vérification de la condition de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_l} \times \sqrt{\beta_A} \leq 0.2$$

Où :

- λ : élancement géométrique donné par : $\lambda = \frac{l_f}{i}$
- λ_l : élancement critique élastique égale à : $\lambda_l = 93\varepsilon$
- l_f : longueur de flambement des poteaux
- i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$
- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

Le calcul du flambement doit se faire suivant les deux directions y-y (l'axe de l'inertie la plus forte) et z-z (l'axe de l'inertie la plus faible).

Pour le calcul ,on donne les paramètres suivants :

- $\beta_A = 1$ (Pour les sections de classe 1 ou 2) ;
- $\varepsilon = 1$ (Pour une nuance d'acier S235) ;
- $\lambda_l = 93$;
- $i_y = 13.82 \text{ cm}$;
- $i_z = 7.57 \text{ cm}$.

On détermine la longueur de flambement l_f à partir du rapport $\frac{l_f}{l}$ calculé par la formule suivante pour un poteau dans un mode à nœuds fixes :

$$\frac{l_f}{l} = \frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265 \eta_1 \eta_2}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247 \eta_1 \eta_2}$$

Avec :

η_1, η_2 : Facteurs de distribution de rigidité calculé comme suit :

Pour des nœuds fixes et encastrés $\eta_1 = \eta_2 = 0$, ce qui donne : $\frac{l_f}{l} = 0.5$ On obtient alors :

Suivant l'axe y-y :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0.5 \times 3.74}{0.1382} = 13.53$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_l} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{13.53}{93} = 0.145$$

$\bar{\lambda}_y \leq 0.2 \Rightarrow$ donc le risque de flambement est écarté suivant l'axe y-y

Suivant l'axe z-z :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0.5 \times 3.74}{0.0757} = 24.70$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_l} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{24.70}{93} = 0.266$$

$$\bar{\lambda}_z > 0.2$$

La condition n'est pas vérifiée donc le risque de flambement est à considérer suivant l'axe z-z, dans ce cas il faut vérifier :

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Où :

χ_{min} : coefficient réducteur de flambement : $\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z)$

$$\chi_{y,z} = \frac{1}{\phi_{y,z} + \sqrt{\phi_{y,z}^2 - \bar{\lambda}_{y,z}^2}} \leq 1$$

$$\phi_{y,z} = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_{y,z} - 0.2) + \bar{\lambda}_{y,z}^2]$$

α : facteur d'imperfection dépendant de la courbe de flambement

On a :

$$\frac{h}{b} = \frac{320}{300} = 1.066 < 1.2$$

De plus :

$$t_f = 20.5 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

on déduit que :

Selon l'axe y-y courbe de flambement b et donc $\alpha = 0.34$

Selon l'axe z-z courbe de flambement c et donc $\alpha = 0.49$

On calcule donc χ pour chaque direction :

Suivant l'axe y-y :

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.34(0.145 - 0.2) + 0.145^2] = 0.501$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.501 + \sqrt{0.501^2 - 0.145^2}} = 1.019$$

Suivant l'axe z-z :

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.49(0.266 - 0.2) + 0.266^2] = 0.551$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.551 + \sqrt{0.551^2 - 0.266^2}} = 0.97$$

$$\Rightarrow \chi_{min} = \chi_z = 0.97$$

$$N_{b,rd} = 0.97 \times 161.3 \times 10^{-4} \times \frac{235}{1.1} = 3.34 \text{ MN}$$

$$N_{sd} \leq N_{b,rd}$$

On conclut que le profilé choisi résiste au flambement suivant les deux directions considérées (y-y et z-z), et il satisfait les conditions de résistance donc on opte pour un HEB 320 comme prédimensionnement des poteaux.

III.3 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons pu avoir une idée sur les dimensions des profilés à utiliser pour la structure porteuse de notre ouvrage, avec un prédimensionnement à la fois sécuritaire et économique, cependant le choix définitif va être l'objet des chapitres suivants.

Les résultats du prédimensionnement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Récapitulatif des résultats du prédimensionnement

Éléments de la structure	Profilé choisi
Poutres secondaires et solives	IPE 200
Poutres principales de longueur de 12 m	IPE 600
Poutres principales de longueur de 6 m	Plancher terrasse : IPE 360
	Plancher courant : IPE 330
Poutres consoles	IPE 180
Poteaux	HEB 320

Chapitre IV : Étude du plancher collaborant

IV.1 Introduction

En construction métallique, on cherche à alléger le poids de la structure tout en ayant une bonne résistance, la solution idéale pour répondre à ce besoin est l'utilisation d'un plancher collaborant associant le béton et les profilés métalliques, cet assemblage des deux matériaux permet d'obtenir un plancher très résistant en flexion (capacité portante élevée) et d'épaisseur réduite. Nous allons dans ce chapitre étudier les différents éléments constitutifs de ce plancher selon les consignes du "D.T.R. - BC. 2.4.10 " et de l'Eurocode 4.

IV.2 Procédures et hypothèses de calcul

Le plancher collaborant se compose de bacs métalliques réalisés avec des tôles nervurées (TN40), la tôle forme un coffrage, sur lequel on coule une dalle de béton. Les faces latérales des nervures comportent un bossage pour augmenter l'adhérence afin d'assurer la collaboration tôle-béton. L'ensemble repose sur des poutres métalliques (solives) reliées à la dalle de béton par l'intermédiaire de connecteurs dans le but d'éviter le glissement entre les deux matériaux et permettre au béton de participer à la résistance des poutres. Afin de limiter les fissurations du béton, on dispose des armatures longitudinales généralement sous forme de treillis soudé.

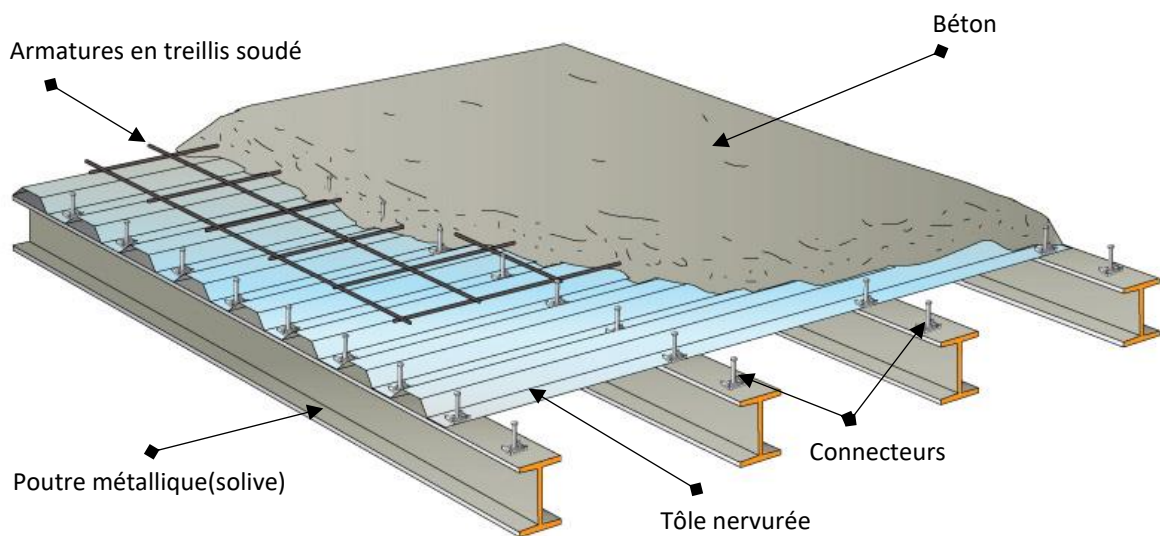


Figure IV.1 : Éléments constitutifs d'un plancher collaborant

Il est nécessaire pour le calcul de considérer deux phases :

- La phase de construction : correspond au moment du bétonnage de la dalle, quand la prise du béton n'est pas encore faite. La résistance est alors assurée par la poutre métallique seulement, qui doit également reprendre en plus de son poids propre et de celui de la dalle, une charge temporaire de montage due à une accumulation éventuelle de béton lors du bétonnage, et à la présence des ouvriers sur la dalle.

- La phase finale : cette phase est caractérisée par le fait que la résistance est maintenant assurée par la section mixte qui doit reprendre les charges dues aux finitions (isolation, chape, etc.) ainsi que les charges utiles pour lesquelles elle a été conçue.

IV.3 Etude en phase de construction

Comme il a été expliqué, dans cette phase les poutres reprennent toutes les charges appliquées. Les valeurs de ces charges sont données comme suit :

- Béton mouillé : $G_{bm} = 25 \text{ KN/m}^3$
- Poids du bardage : $G_b = 0.12 \text{ KN/m}^2$
- Charge de construction : $G_c = 1 \text{ KN/m}^2$

L'Eurocode 4 exige que l'épaisseur totale de la dalle mixte, h , doit être d'au moins 80 mm. L'épaisseur de béton h_c , au-dessus de la surface plane du sommet des nervures de la tôle, ne doit pas être inférieure à 40 mm. On considère une épaisseur totale de la dalle (béton + tôle TN40) de 8 cm. Il est aussi nécessaire de prévoir un étayage à mi-travée pour soutenir les solives lors de cette phase.

IV.3.1 Dimensionnement des solives (condition de flèche)

Nous avons obtenu lors du prédimensionnement un profilé IPE 200 comme solive, mais l'inertie mixte (celle du béton plus celle du profilé métallique) n'a pas été considérée, donc il est nécessaire de redimensionner la section pour avoir une solution plus économique.

La condition de flèche s'écrit :

$$\delta = \frac{5 q_s L^4}{384 E I} \leq \delta_{vmax} = \frac{L}{250} \Leftrightarrow I \geq \frac{250 \times 5 \times q_s L^3}{384 E}$$

Avec :

L : demi-longueur de la solive la plus sollicitée (on prend la demi-longueur car l'étayage à mi-travée constitue un appui simple pour la solive), $L = \frac{5}{2} = 2.5 \text{ m}$

$$q_s = G_{bm} + G_b + G_c = (25 \times 0.08 + 0.12 + 1) \times 1.2 = 3.74 \text{ KN/m}$$

$$I \geq \frac{250 \times 5 \times 3.74 \times 10^{-3} \times 2.5^3}{384 \times 210 \times 10^3} \approx 9.06 \times 10^{-7} \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow I \geq 90.6 \text{ cm}^4$$

Le profilé IPE 100 est le plus économique et qui vérifie cette condition, cependant, il ne satisfait pas les conditions de résistance, donc par approches successives on choisit l'IPE 140 ayant les caractéristiques suivantes :

- Inertie selon axe fort : $I_y = 541 \text{ cm}^4$;
- Poids : $P = 12.9 \text{ Kg/m}$;
- Section : $A = 16.4 \text{ cm}^2$;
- Module résistant plastique selon axe $y-y$: $W_{pl,y} = 88.3 \text{ cm}^3$;
- Profilé de classe 1.

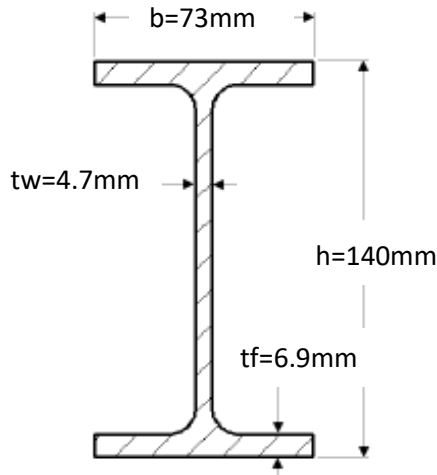


Figure IV.2 : Schéma IPE 140

On doit s'assurer que le profilé choisi vérifie la condition de flèche sous son poids propre :

$$\delta_1 = \frac{5 q_s' L^4}{384 E I} \leq \frac{L}{250}$$

Avec : $q_s' = G + P = 3.74 + 12.9 \times 10^{-2} = 3.86 \text{ KN/m}$

D'où :

$$\delta_1 = \frac{5 \times 3.86 \times 10^{-3} \times 2.5^4}{384 \times 210 \times 10^3 \times 541 \times 10^{-8}} = 0.0017 \text{ m}, \text{ et } \frac{L}{250} = 0.01 \text{ m}$$

Donc : $\delta' \leq \delta_{vmax}$ (condition de flèche sous poids propre vérifiée).

IV.3.2 Vérifications de résistance

Selon les exigences du CCM97, on doit vérifier la résistance des solives vis-à-vis de l'effort tranchant et le moment fléchissant. L'effort tranchant d'une poutre simplement appuyée, se trouve au voisinage des appuis, il doit satisfaire la condition ci-dessous :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v}{\gamma_{m0}} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)$$

Où :

A_v : aire de cisaillement de la section (pour un IPE 140, $A_v = 7.64 \text{ cm}^2$, voir tableau A.1.1 annexe 1)

Application numérique :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(3.74) = 5.05 \text{ KN/m}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{5.05 \times 2.5}{2} = 6.31 \text{ KN} \approx 0.0063 \text{ MN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{7.64 \times 10^{-4}}{1.1} \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right) = 0.094 \text{ MN}$$

$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$ (condition satisfaite)

de plus, il convient de vérifier l'influence de l'effort tranchant sur le moment résistant dans le cas où $V_{sd} > 0.5 V_{pl,Rd}$:

$0.5 V_{pl,Rd} = 0.047 MN > V_{sd}$, donc l'effet de l'effort tranchant sur le moment résistant est négligé.

Le moment sollicitant doit vérifier la condition de résistance suivante :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

on trouve donc :

$$M_{sd} = \frac{5.05 \times 2.5^2}{8} = 3.94 \text{ KN.m} \approx 0.00394 \text{ MN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{88.3 \times 10^{-6} \times 235}{1.1} = 0.018 \text{ MN.m}$$

$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$ (Condition de résistance au moment fléchissant vérifiée)

La contrainte de calcul du profilé en phase de construction est donnée par :

$$\sigma_{a1} = \frac{M v}{I} = \frac{0.00394 \times 0.07}{541 \times 10^{-8}} = 50.97 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

IV.4 Etude en phase finale

Dans cette phase, la section mixte reprend les efforts, et l'étaieement disposé en phase de construction est enlevé. On considère les charges suivantes :

- Charges de finition : $G_f = 2.58 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Il est indispensable de déterminer les propriétés de la section mixte afin de poursuivre la vérification en phase finale.

IV.4.1 Propriétés de la section mixte

IV.4.1.1 Largeur participante de la dalle

Dans un plancher mixte, si l'espacement entre poutres métalliques n'est pas trop grand, le transfert de l'effort de cisaillement des connecteurs à la dalle ne mobilise pas cette dernière, il est pratique d'introduire le concept de la largeur participante b_{eff} (voir figure ci-dessous) de dalle revenant à fixer la largeur de celle-ci, pour chaque poutre métallique.

Le D.T.R. - BC. 2.4.10 et l'Eurocode 4 proposent la formule suivante pour le calcul de la largeur b_{eff} :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

Avec :

$$b_{ei} = \min\left(\frac{l_0}{8}, \frac{b_i}{2}\right)$$

Où :

- l_0 : longueur de la solive ;
- b_i : espacement entre solives.

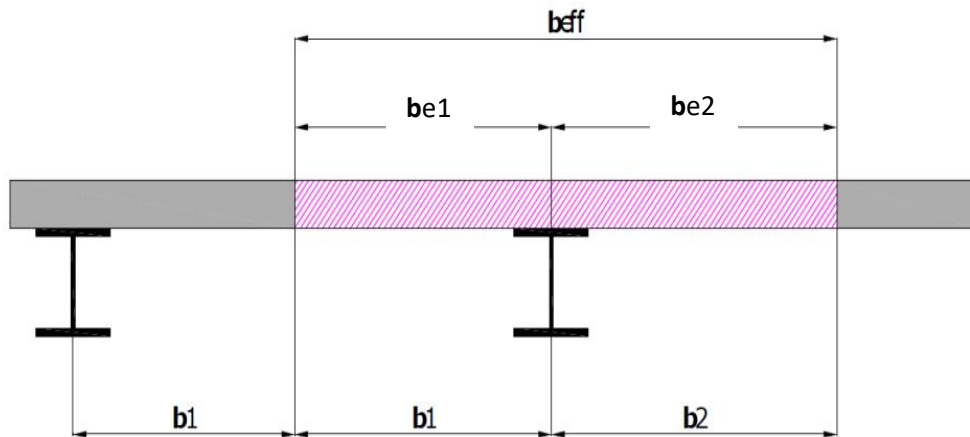


Figure IV.3 : Largeur participante pour une dalle mixte

On trouve donc :

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{5}{8}, \frac{1.2}{2}\right) = 0.625 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 2b_{e1} = 1.25 \text{ m}$$

IV.4.1.2 Axes neutres

La position de l'axe neutre élastique (centre de gravité) de la section mixte est déterminée en écrivant l'égalité des moments statiques par rapport à la fibre supérieure de la dalle :

$$m_{sa} = m_{sb}$$

Avec :

- m_{sa} : moment statique de la solive : $m_{sa} = \frac{A_a \times h_a}{2}$;
- m_{sb} : moment statique de la dalle en béton : $m_{sb} = \frac{A_b \times h_b}{2\eta}$;
- A_a, A_b : section de la solive et de la dalle respectivement ;
- h_a, h_b : hauteur de la solive et hauteur de la dalle respectivement ;
- η : coefficient d'équivalence acier/béton défini par : $\eta = \frac{E_a}{E_c'}$;
- E_a : module d'élasticité de l'acier de construction ;
- E_c' : module équivalent du béton, en générale pris égale à : $E_{cm}/2$;
- E_{cm} : module d'élasticité sécant du béton.

Application numérique :

$$E_c' = \frac{30.5}{2} = 15.25 \text{ GPa}$$

$$\eta = \frac{210}{15.25} = 13.77$$

$$m_{sa} = \frac{16.4 \times 10^{-4} \times 0.14}{2} = 1.15 \times 10^{-4} m^2$$

$$m_{sb} = \frac{0.08 \times 1.2 \times 0.08}{2 \times 13.77} = 0.00028 m^2$$

$m_{sb} > m_{sa}$ Donc l'axe neutre est situé dans la dalle.

$$A_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_c - Z_e \right) = \frac{Z_e^2 \times b_{eff}}{2\eta}$$

par résolution de l'équation du deuxième degré, on obtient :

$$Z_e = 0.075m = 7.5cm$$

La position de l'axe neutre plastique de la section mixte est déterminée à partir des équations des efforts (ou contraintes) limites de flexion des deux sections, pour l'acier, on donne :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = 0.35 MN$$

et pour le béton on donne :

$$F_b = \frac{A_b \times 0.85f_{ck}}{\gamma_b} = \frac{b_{eff} \times h_a \times 0.85f_{ck}}{\gamma_b} = 1.36 MN$$

$F_b > F_a$ Donc l'axe neutre plastique passe par la dalle.

$$\Rightarrow Z_p = \frac{F_a}{\frac{b_{eff} \times 0.85f_{ck}}{\gamma_b}} = \frac{0.35}{\frac{1.2 \times 0.85 \times 25}{1.5}} = 0.0206 m = 2.06 cm$$

IV.4.1.3 Inertie mixte homogénéisée

Elle est calculée par rapport au centre de gravité de la section mixte à partir de la formule suivante :

$$I_{/Z_e} = I_a + A_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_b - Z_e \right)^2 + \frac{1}{\eta} \left(I_b + A_b \times \left(\frac{Z_e}{2} \right)^2 \right)$$

On trouve :

$$I_b = \frac{b_{eff} \times h_b^3}{12} = 5.12 \times 10^{-5} m^4$$

$$A_b = b_{eff} \times h_b = 1.2 \times 0.08 = 0.096 m^2$$

$$I_{/Z_e} = 541 \times 10^{-8} + 0.00164 \times \left(\frac{0.14}{2} + 0.08 - 0.075 \right)^2 + \frac{1}{13.77} \left(5.12 \times 10^{-5} + 0.096 \times \left(0.075 - \frac{0.08}{2} \right)^2 \right)$$

$$\Rightarrow I_{/Z_e} = 2.695 \times 10^{-5} = 2695 cm^4$$

IV.4.2 Vérifications de la condition de flèche

On doit vérifier pour la phase finale, la condition de flèche de la section mixte, en prenant compte l'inertie mixte cette fois-ci :

$$\delta_2 = \frac{5 q_s L^4}{384 E I_{/Z_e}} \leq \delta_{vmax} = \frac{L}{250}$$

Avec :

$$q_s = G_f + Q = (2.58 + 2.5) \times 1.2 = 6.09 \text{ KN/m}$$

$$\delta_2 = \frac{5 \times 6.09 \times 10^{-3} \times 5^4}{384 \times 210000 \times 2695 \times 10^{-8}} = 0.0087 \text{ m} < \frac{L}{250} = 0.02 \text{ m}$$

La condition de flèche est vérifiée.

IV.4.3 Vérifications de résistance

L'effort tranchant doit satisfaire :

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v}{\gamma_{m0}} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)$$

Application numérique :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(2.58 \times 1.2) + 1.5 \times (2.5 \times 1.2) = 8.67 \text{ KN/m}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{8.67 \times 5}{2} = 21.65 \text{ KN} \approx 0.0217 \text{ MN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{7.64 \times 10^{-4} (235)}{1.1 \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right)} = 0.094 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow V_{sd} \leq V_{pl,Rd} \text{ (condition satisfaite)}$$

$0.5 V_{pl,Rd} > V_{sd}$ donc l'effet de l'effort tranchant sur le moment résistant est négligé.

Le moment fléchissant sollicitant M_{sd} doit rester inférieur à la valeur du moment résistant $M_{pl,Rd}$ de la section mixte, cette condition s'écrit :

$$M_{sd} = \frac{(1.35G_f + 1.5Q) \times L^2}{8} \leq M_{pl,Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_a - \frac{Z_e}{2} \right)$$

$$M_{sd} = 27.12 \text{ KN.m} \approx 0.027 \text{ MN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = 0.35 \left(0.07 + 0.08 - \frac{0.075}{2} \right) = 0.039 \text{ MN.m}$$

La contrainte du béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{sd} \times Z_e}{\eta \times I_{/Z_e}} = \frac{0.027 \times 0.075}{13.77 \times 2695 \times 10^{-8}} = 5.45 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 15 \text{ MPa}$$

La contrainte du profilé métallique :

$$\sigma_{a2} = \frac{M_{sd} \times \left(\frac{h_a}{2} + h_b - Z_e \right)}{I_{z_e}} = \frac{0.027 \times 0.075}{2695 \times 10^{-8}} = 75.13 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 235 \text{ MPa}$$

Pour valider le choix du profilé et les dimensions de la dalle, on doit vérifier que la somme des flèches et la somme des contraintes des deux phases satisfassent, respectivement, la condition de flèche et de contrainte :

$$\delta_f = \delta_1 + \delta_2 = 0.0017 + 0.0087 \approx 0.0104 \text{ m} < \delta_{vmax} = 0.02 \text{ m}$$

$$\sigma_f = \sigma_{a1} + \sigma_{a2} = 50.97 + 75.13 = 126.1 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 235 \text{ MPa}$$

Les deux conditions étant satisfaites, donc le profilé choisi est convenable.

IV.5 Etude des connecteurs

Les connecteurs doivent être capables de présenter une résistance vis-à-vis au soulèvement de la dalle, il convient donc de les concevoir et de les calculer pour un effort de traction nominal, perpendiculaire au plan de la semelle en acier, d'au moins 0.1 fois la résistance de calcul au cisaillement.

IV.5.1 Résistance de calcul des connecteurs

Dans notre cas, on a opté pour des goujons à tête, la résistance de calcul de ce type de connecteur est donnée par l'inégalité suivante :

$$P_{rd1} \leq P_{rd2}$$

Sachant que :

- P_{rd1} : Formule correspondant à la ruine par cisaillement du goujon ;
- P_{rd2} : Formule correspondant à la ruine par écrasement du béton autour du goujon.

$$P_{rd1} = 0.29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \times k_t \leq P_{rd2} = 0.8f_u \frac{\pi d^2}{4} \times \frac{1}{\gamma_v} \times k_t$$

Avec :

- d : Diamètre du fut du goujon ;
- f_u : Résistance ultime en traction du matériau du goujon ;
- E_{cm} : Valeur moyenne du module sécant du béton ;
- $\alpha = \begin{cases} 0.2 (h/d + 1) & \text{pour } 3 \leq h/d \leq 4 \\ 1 & \text{pour } h/d \geq 4 \end{cases}$;
- h : Hauteur hors-tout du goujon ;
- $K_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right)$;
- h_p : Hauteur de la nervure de la tôle TN40 ;
- $N_r = 1$ pour une tôle dont l'épaisseur est inférieure à 1mm ;
- b_0 : la largeur de la nervure de la tôle ;
- γ_v : le coefficient partiel de sécurité est pris égale à 1.25 à l'état limite ultime.

après simplification de l'inégalité, on obtient :

$$0.29\alpha\sqrt{25 \times 30500} \times \leq 0.8 \times 360 \times \frac{3.14}{4}$$

$$\alpha \leq 0.89$$

D'où :

$$\Rightarrow h \leq 3.56 d$$

On choisit un goujon ayant les caractéristiques suivantes :

- Diamètre de fût : $d=16\text{mm}$
- Hauteur totale : $h=50\text{mm}$
- $f_u = 360 \text{ Mpa}$

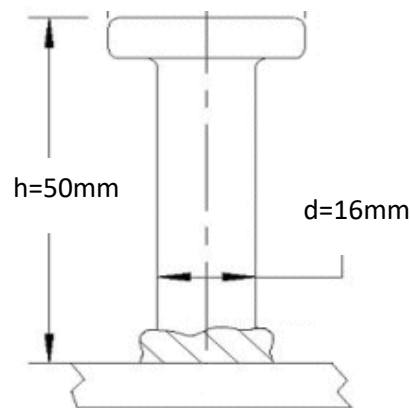


Figure IV.4 : Schéma du goujon à tête

on obtient :

$$\alpha = 0.2 \left(\frac{50}{16} + 1 \right) = 0.825$$

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{35}{40} \times \left(\frac{50}{40} - 1 \right) = 0.153$$

$$P_{rd} = \min (P_{rd1}, P_{rd2})$$

$$P_{rd} = \min \left(0.29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \times k_t, 0.8f_u \frac{\pi d^2}{4} \times \frac{1}{\gamma_v} \times k_t \right)$$

On trouve :

$$P_{rd} = \min(6.6 \text{ KN}, 7.48 \text{ KN}) = 6.6 \text{ KN}$$

IV.5.2 Nombre et espacement des connecteurs

Le nombre de goujons est déterminé par la formule suivante :

$$n = \frac{V_l}{P_{rd}}$$

Avec :

- n : nombre de connecteurs ;

- V_l : effort de cisaillement longitudinal, $V_l = \min(F_a, F_c) = 0.35 \text{ MN}$;
- P_{rd} : La résistance de cisaillement d'un connecteur isolé .

On obtient :

$$n = \frac{350}{6.6} = 53.03 \text{ Donc on fixe 53 goujons sur une travée de solive.}$$

L'espacement des connecteurs est donné par la formule suivante :

$$S = \frac{L}{n - 1}$$

- L : longueur de la solive ;
- n : nombre de connecteurs .

$$\Rightarrow S = \frac{500}{53-1} = 9.61 \approx 10 \text{ cm}$$

IV.6 Etude du Ferrailage

D'après la section 7.6.2.1 de l'Eurocode 4, l'aire de la section transversale de l'armature limitant la fissuration ne doit pas être inférieure à 0,2% de l'aire de la section transversale du béton situé au-dessus des nervures de la tôle dans le cas de construction non étayée, et à 0,4% de l'aire de la section transversale au-dessus des nervures de la tôle dans le cas de construction étayée ce qui est notre cas, par conséquent on prend :

$$A_s \geq 4\% \times b \times h_b'$$

Pour une bande de largeur de 1 mètre, on trouve :

$$A_s \geq 0.004 \times 0.04 \times 1.2 = 1.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un treillis soudé T8e15 (diamètre $d=8\text{mm}$ et un espacement entre barre de 15cm) :

$$A_s = 3.35 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ (voir tableau A.2.1 de l'annexe 2)}$$

IV.7 Conclusion

L'étude du plancher a abouti à une réduction de la section du profilé utilisé lors du prédimensionnement de notre structure, par conséquent, un gain économique, et cela dû à l'augmentation de la capacité portante de la section mixte. Nous optons donc pour des solives en IPE 140, une dalle en béton d'épaisseur de 8 cm (4cm+4cm de la tôle TN40) et des connecteurs de type goujons à têtes, espacés de 10 cm sur la longueur de chaque solive. Pour des raisons constructives cette disposition des connecteurs est aussi appliquée aux autres poutres (principale et secondaire).

Chapitre V : Étude sismique

V.1 Introduction

Le territoire Algérien et en particulier Alger (zone d'implantation de notre ouvrage) est soumis à une activité sismique importante, de ce fait, il est nécessaire de concevoir et d'étudier les ouvrages afin de garantir un bon comportement vis-à-vis à ce phénomène, et cela, à travers la détermination des sollicitations sismiques appliquées sur notre structure et le dimensionnement des éléments conformément au règlement en vigueur, pour notre cas les règles parasismiques Algériennes "RPA 99 /version 2003".

V.2 Choix de la méthode de calcul

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente : le principe de cette méthode est comme suit : les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Cette méthode peut être appliquée pour les ouvrages ou blocs réguliers en plan et en élévation et satisfaisant les conditions citées dans l'article 4.1.2 du RPA99/Version 2003.
- La méthode d'analyse modale spectrale : par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Elle peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- La méthode d'analyse dynamique par accélogrammes : cette méthode est réservée exclusivement aux cas exceptionnels en particulier les cas où des effets de non-linéarité doivent être pris en considération.

Étant donné que notre structure présente des irrégularités en plan et en élévation et ne satisfait pas les conditions de la méthode statique équivalente, donc la méthode appropriée pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

V.3 Contreventement et stabilité

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts horizontaux notamment du vent et des séismes et assurer la stabilité de l'ouvrage. Ils sont disposés soit en toiture dans le plan des versants (poutres au vent), soit en façades (palées de stabilité). Dans les bâtiments en charpente métalliques les palées triangulées sont le plus souvent utilisés, Il existe plusieurs configurations pour ces systèmes de contreventement, parmi eux :

- Les contreventements en X : dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature.

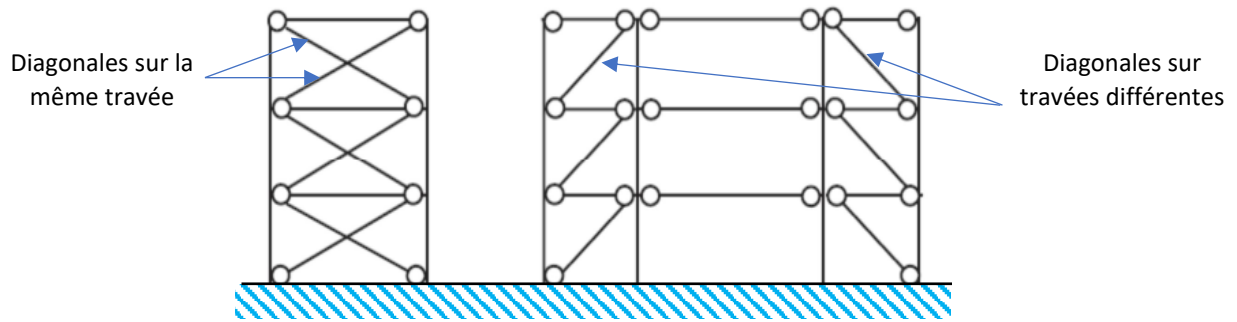


Figure V.1 : Palées triangulées en X

- Les contreventements en V : le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. La résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendues et des barres comprimées.

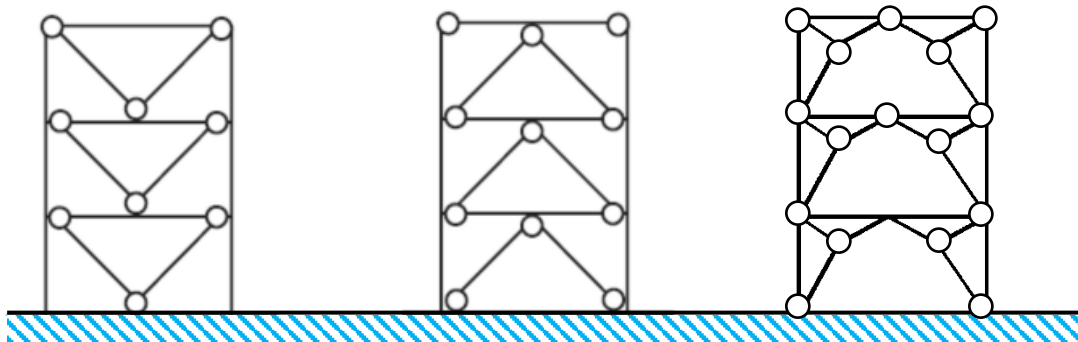


Figure V.2 : Palées triangulées en V

- Les contreventements en K : dans les contreventements en K, une des jonctions des diagonales se situe au milieu du poteau, un effort tranchant supplémentaire défavorable apparaît alors dans les poteaux (équilibre des nœuds sans traverse) qui peut conduire à une plastification défavorable dans les poteaux.

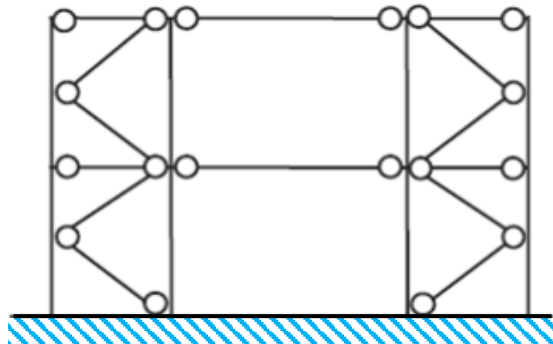


Figure V.3 : Palées triangulées en K

Le RPA autorise seulement les systèmes de contreventement en X et en V montrés sur les figures V.1 et V.2.

V.3.1 Positionnement des palées de contreventement

La structure doit si possible comporter, pour chaque direction de contreventement, des éléments verticaux de contreventement redondants et une rigidité suffisante vis-à-vis de la torsion. Pour ce qui concerne la répartition de la raideur latérale et la distribution des masses, il convient de rechercher une symétrie en plan par rapport à deux directions orthogonales, les

éléments verticaux appartenant au système principal de contreventement sont continus en élévation de façon à assurer un transfert régulier des efforts jusqu'aux fondations.

Nous avons choisi d'utiliser les contreventements en X, et des contreventements en V dans les zones accessibles du bâtiment pour ne pas bloquer l'accès (zones en présence d'ouvertures : portes d'entrée, voies de circulation de véhicules, balcons ...ect). Plusieurs dispositions des contreventements sont possibles, pour juger si une disposition est convenable, il faut vérifier certains critères :

- La structure doit avoir une rigidité suffisante lui permettant de reprendre les efforts horizontaux, on peut vérifier ce critère à travers les conditions du RPA concernant la période fondamentale.
- Avoir une excentricité minimale entre le centre de gravité et le centre de rigidité de la structure dans le but de minimiser les effets de torsion.
- Vérifier les conditions de l'effort tranchant selon les exigences du RPA.
- Limiter les déplacements notamment les déplacements inter étages, suivant les recommandations du RPA.

La figure suivante montre la disposition adoptée pour les palées de contreventement ainsi que l'excentricité entre le centre de gravité (G) et le centre de rigidité (R) .

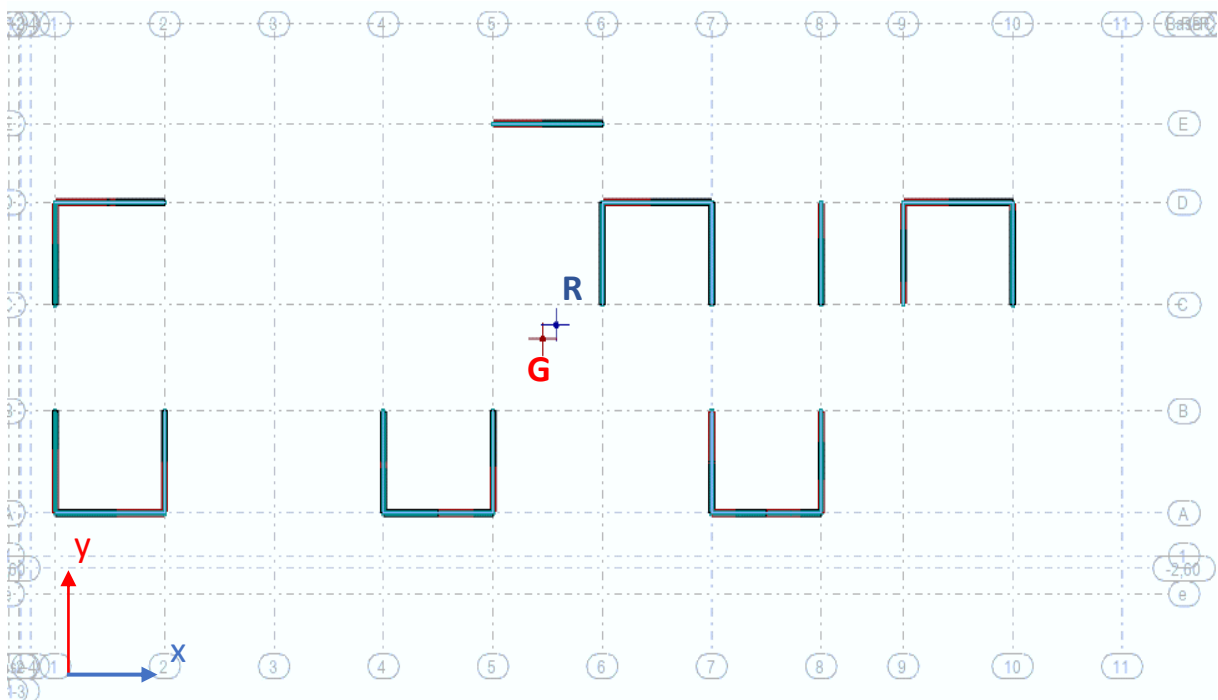


Figure V.4 : Vue en plan sur l'implantation des palées de contreventement (Autodesk Robot)

V.4 Calcul de la force sismique

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant un comportement en vibration libre non-amorti, ce qui nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul fastidieux, c'est pour cette raison qu'on fait

souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Nous avons choisi de modéliser et poursuivre cette étude avec le logiciel de calcul Autodesk Robot 2020, ce logiciel offre des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées, et capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage automatique par éléments finis d'une grande précision, des algorithmes non-linéaires, tout en regroupant la majorité des normes de conception.

V.4.1 Paramètres de classification

La classification du site et l'ouvrage en question est déterminée à travers les paramètres donnés par le RPA, nous avons :

- Zone de sismicité élevée (zone III) ;
- Catégorie du site S3 (site meuble) ;
- Groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne, à usage de bureau dont la hauteur ne dépasse pas 48 m ;
- Système de contreventement mixte en X et en V (double béquille).

V.4.2 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul, il représente la réponse dynamique maximale d'oscillateurs simples, généralement élastiques (linéaires), avec une valeur fixée de l'amortissement visqueux. Le règlement parasismique Algérien définit le spectre de calcul comme suit :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta \left(1,25A \left(\frac{Q}{R} \right) \right) & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(1,25A \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \right) & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(1,25A \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) \right) & \dots\dots\dots T > 3s \end{cases}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone, pour une zone sismique III et un groupe d'usage 2, A=0.25 (Tableau 4.1 RPA99/Version 2003) ;
- ξ (%) : Pourcentage d'amortissement critique, pour des portiques en acier dense on prend $\xi = 5\%$;
- R : coefficient de comportement global de la structure, est fonction du système de contreventement de la structure pour notre cas R=4 ;
- η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$
 , pour $\xi = 5\%$, $\eta = 1$;
- Q : facteur de qualité de la structure, déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

- où P_q : valeurs des pénalités données par le tableau 4.4 du RPA, on trouve $Q=1.2$;
- T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7 RPA)
 $T_1 = 0.15 s, T_2 = 0.5s$;

Le spectre obtenu est illustré ci-dessous :

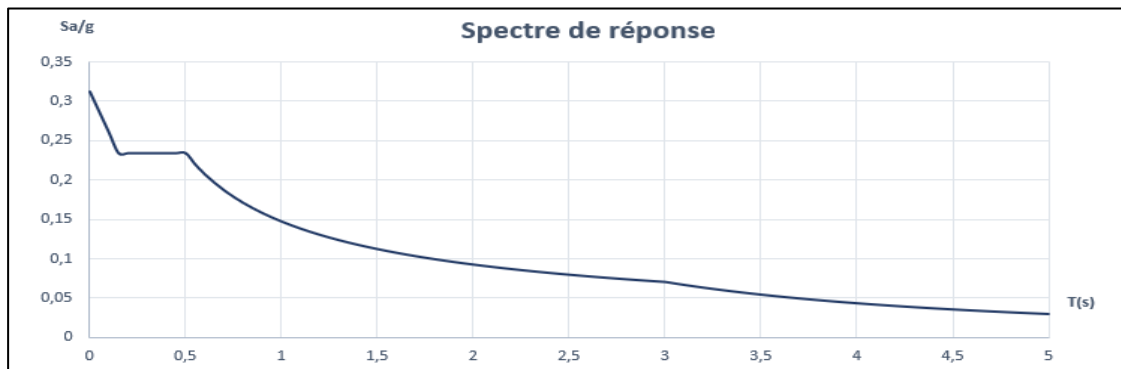


Figure V.5 : Spectre de réponse de calcul obtenu pour l'ouvrage étudié

V.4.3 Nombre de modes à considérer

Le règlement parasismique Algérien exige pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, trois modes au minimum à retenir dans chaque direction considérée, le nombre total de modes est retenu lorsque l'un des critères suivants est satisfait :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou bien tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Lors de la modélisation sur le logiciel Robot, comme le nombre de modes minimum à retenir est inconnu, nous avons introduit un nombre de départ de 12 modes, si les critères cités auparavant ne sont pas satisfaits, on augmente ce nombre. Les résultats sont :

Tableau I Tableau V.1 : Résultats de l'analyse modale (Autodesk Robot)

Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)	Masse modale Ux (%)	Masse modale Uy (%)	Masses modales cumulées Ux (%)	Masses modales cumulées Uy (%)
1	1,76	0,57	3,67	68,54	3,67	68,54
2	1,92	0,52	72,49	3,75	76,15	72,29
3	2,10	0,48	0,15	0,39	76,31	72,68
4	6,18	0,16	11,88	2,27	88,19	74,95
5	6,29	0,16	0,78	14,43	88,97	89,38
6	6,82	0,15	2,17	2,01	91,14	91,39
7	8,54	0,12	0,40	2,11	91,54	93,50
8	10,51	0,10	0,80	0,20	92,34	93,70
9	10,84	0,09	0,35	0,01	92,68	93,70
10	10,95	0,09	0,24	0,02	92,92	93,72
11	10,99	0,09	0,36	0,01	93,28	93,73
12	11,02	0,09	0,00	0,01	93,28	93,74

Nous constatons que le premier mode correspond à une translation selon l'axe y , car la masse mobilisée est de 68.54 % de la masse totale comparé à 3.67 % selon l'axe x , le deuxième mode correspond à une translation selon l'axe x avec un taux de participation massique de 72.49 %, et finalement le troisième correspond à un mode de torsion, on peut observer les déformées de ces 3 modes sur les figures ci-dessous.

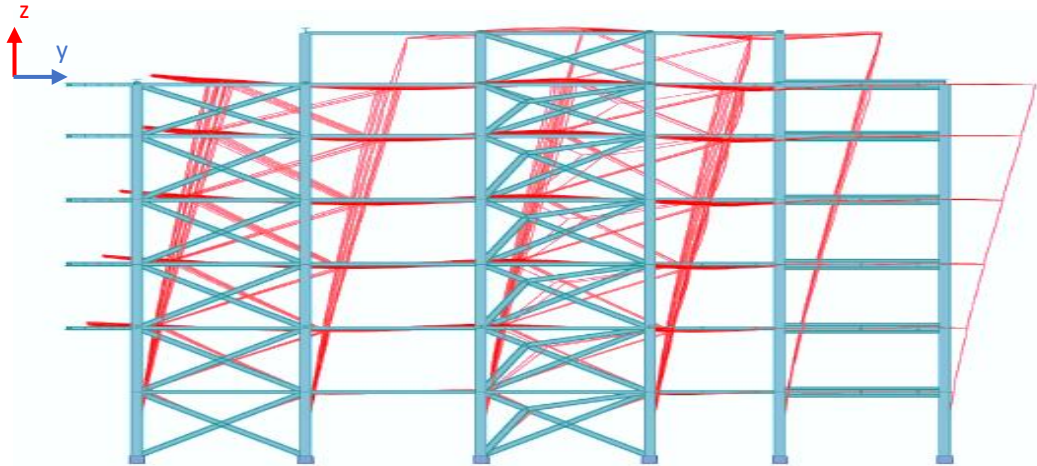


Figure V.6 : Déformée du premier mode (translation suivant l'axe y) (Autodesk Robot)

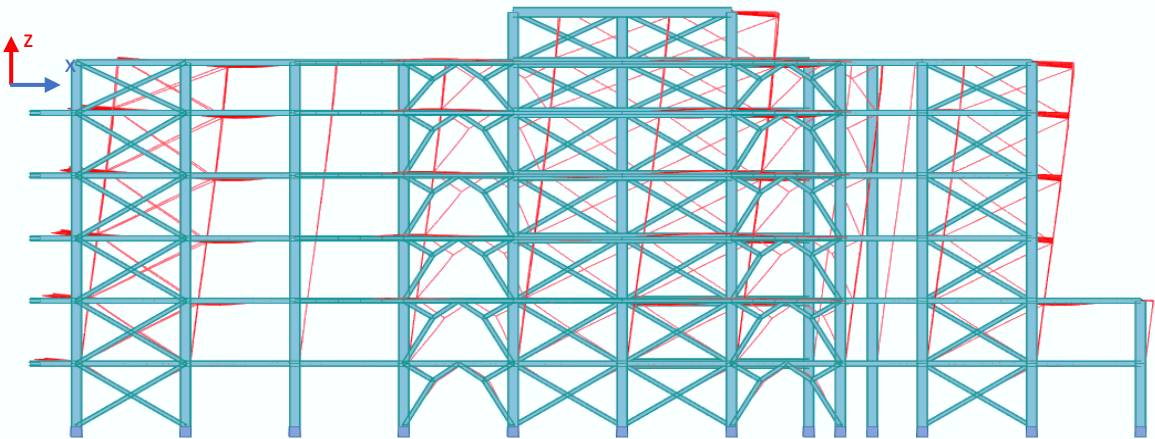


Figure V.7 : Déformée du deuxième mode (translation suivant l'axe x) (Autodesk Robot)

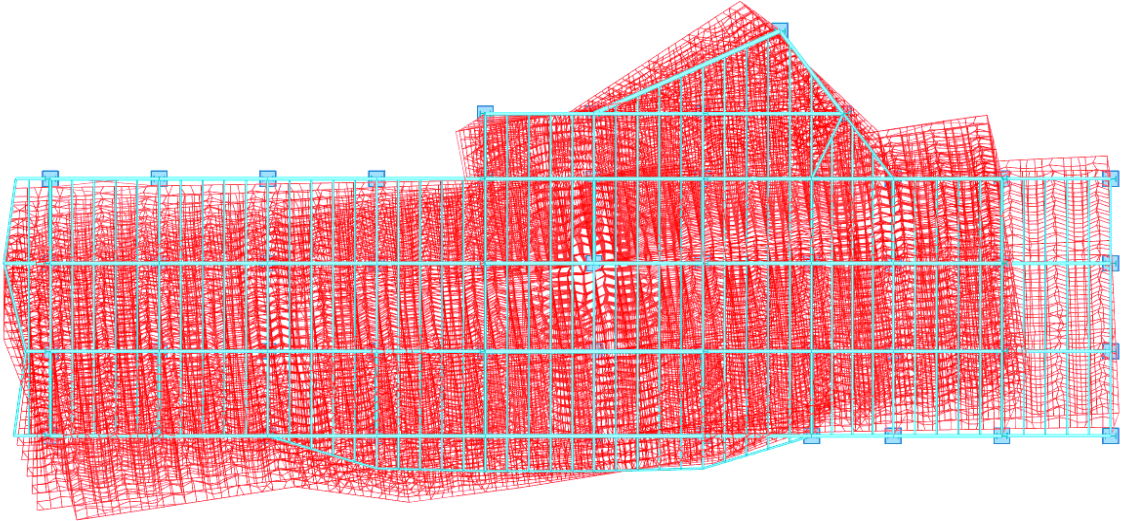


Figure V.8 : Déformée du troisième mode (rotation autour de l'axe z) (Autodesk Robot)

Le nombre de modes à retenir est donc 6, car le taux de participation massique de 90% est atteint seulement sur le 6ème mode, et la période fondamentale est de l'ordre de 0.57s.

V.4.4 Combinaison des réponses modales

Vu que les réponses maximales des différents modes propres ne se produisent pas en même temps, et qu'il n'existe pas de théorie exacte pour associer ces valeurs, donc les réponses des modes retenues sont alors combinées pour obtenir la réponse totale maximale de la structure. Il existe plusieurs combinaisons, les plus utilisées sont : la combinaison SRSS (square root of summation of squares), et la combinaison CQC (complete quadratic combination).

Pour le choix de la méthode appropriée, l'Eurocode 8 (article 4.3.3.3.2) a mis en place un critère de choix et qui est le suivant :

Les réponses de deux modes de vibration i et j peuvent être prises comme indépendantes l'une de l'autre si leurs périodes T_i et T_j satisfont à la condition suivante :

$$T_j < 0.9T_i \text{ (avec } T_j \leq T_i)$$

Dans ce cas, il est préférable d'utiliser la combinaison SRSS. Dans le cas contraire, les réponses de deux modes de vibration sont prises comme dépendantes et la combinaison adéquate est la combinaison CQC.

En se référant aux résultats du tableau V.1, on remarque que $T_j > 0.9T_i$ pour tous les modes retenus, donc on utilise la combinaison CQC. Cette fonctionnalité est disponible dans le modèle de calcul du logiciel Robot, et donc les résultats obtenus sont calculés à travers cette combinaison.

V.4.5 Résultante des forces sismiques

La résultante des forces sismiques (effort tranchant) à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales pour deux directions de séisme considérées est obtenue par Robot pour la combinaison d'action G+Q+E, les résultats sont les suivants :

Tableau V.2 : Résultante des forces sismiques à la base

Effort tranchant à la base suivant l'axe x V_{tx}	6093,42 KN
Effort tranchant à la base suivant l'axe y V_{ty}	5566,02 KN

V.4.6 Vérification de la résultante des forces sismiques

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments) dans le rapport $0.8 V/V_t$. La résultante sismique à la base donnée par la méthode statique équivalente, s'écrit comme suit :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Où :

- D : facteur d'amplification dynamique moyen, définie par :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{2}{3}} & T > 3.0s \end{cases}$$

Nous avons obtenu une valeur numérique de la période fondamentale par le logiciel de calcul, mais il est nécessaire d'estimer cette période à l'aide des formules empiriques appropriées indiquées dans le RPA. Elles sont données comme suit :

$$T = \min \begin{cases} C_T h_N^{3/4} \\ 0.09 h_N / \sqrt{D} \end{cases}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) ;
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA. $C_T = 0.05$ (contreventement assuré partiellement ou totalement par palées triangulées) ;
- D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Application numérique :

$$T_x = \min \begin{cases} 0.05 \times (24.7)^{\frac{3}{4}} = 0.55 \text{ s} \\ 0.09 \times \frac{24.7}{\sqrt{58.5}} = 0.29 \text{ s} \end{cases} \Rightarrow T = 0.29 \text{ s} < T_2 \Rightarrow D_x = 2.5$$

$$T_y = \min \begin{cases} 0.55 \text{ s} \\ 0.09 \times \frac{24.7}{\sqrt{23}} = 0.46 \text{ s} \end{cases} \Rightarrow T = 0.46 \text{ s} < T_2 \Rightarrow D_y = 2.5$$

Remarque :

Le RPA exige que la période numérique (dans notre cas obtenu par le logiciel ROBOT) ne doit pas dépasser la période estimée à partir des formules empiriques plus de 30%, dans notre cas pour la direction x, cette condition n'est pas vérifiée, mais on peut tolérer cette différence pour une structure métallique, car ces types de structures ont un comportement flexible comparé aux structures en béton.

- W : le poids total de la structure, calculé par sommation des poids de chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et poids propres des éléments ;
- W_{Qi} : poids du aux charges d'exploitation ;
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 RPA99 V 2003, on prend $\beta = 0.2$ (bâtiment à usage de bureau).

On trouve : $W = 35864.07 \text{ KN}$

Donc la résultante des forces sismiques d'après la méthode statique équivalente V sont :

$$V_x = V_y = \frac{0.25 \times 2.5 \times 1.2}{4} \times 35864.07 = 6724.51 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} 0.8V_x = 5379.6 \text{ KN} < V_{tx} \\ 0.8V_y = 5379.6 \text{ KN} < V_{ty} \end{cases} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.4.7 Vérification vis-à-vis des déformations

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages (déplacements inter-étages) qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage. Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_k ;
- R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$
les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

suivant l'axe x :

Tableau V.3 : Déplacements des étages sens x-x

Niveaux	$\delta_{ek}(\text{cm})$	$\delta_k(\text{cm})$	$\Delta_k(\text{cm})$	1%H (cm)	$\Delta_k(\text{cm}) < 1\%H$
Sous-sol	0.225	0.9	0.9	3.74	vérifiée
RDC	0.60	2.4	1.5	3.74	vérifiée
Etage 1	1.00	4.0	1.6	3.74	vérifiée
Etage 2	1.40	5.6	1.6	3.74	vérifiée
Etage 3	1.75	7.0	1.4	3.74	vérifiée
Etage 4	1.97	7.9	0.9	3.74	vérifiée
Terrasse	2.22	8.9	1.0	3.74	vérifiée

suivant l'axe y :

Tableau V.4 : Déplacements des étages sens y-y

Niveaux	$\delta_{ek}(\text{cm})$	$\delta_k(\text{cm})$	$\Delta_k(\text{cm})$	1%H (cm)	$\Delta_k(\text{cm}) < 1\%H$
Sous-sol	0.225	0.88	0.9	3.74	vérifiée
RDC	0.55	2.2	1.4	3.74	vérifiée
Etage 1	0.975	3.9	1.6	3.74	vérifiée
Etage 2	1.425	5.7	1.8	3.74	vérifiée
Etage 3	1.875	7.5	1.8	3.74	vérifiée
Etage 4	2.25	9,0	1.5	3.74	vérifiée
Terrasse	2.675	10,7	1.7	3.74	vérifiée

V.4.8 Vérification vis-à-vis de l'effet du deuxième ordre (P-Δ)

L'effet P-Δ est un effet non-linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta). Selon le règlement parasismique Algérien, les effets du 2° ordre peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

Où :

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k ;
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau k ;
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau k-1 ;
- h_k : hauteur de l'étage k .

On obtient :

suivant l'axe x :

Tableau V.5 : Vérification de l'effet P-Δ suivant le sens x-x

Niveaux	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ
Sous-sol	5976.12	0.9	6093.42	374	0.0024
RDC	6229.18	1.5	5855.65	374	0.0043
Etage 1	5721.80	1.6	5264.79	374	0.0046
Etage 2	5721.80	1.6	4455.37	374	0.0055
Etage 3	5721.80	1.4	3365.72	374	0.0064
Etage 4	5491.18	0.9	1942.21	300	0.0085
Terrasse	1002.15	1.0	342.60	300	0.0098

suivant l'axe y :

Tableau V.6 : Vérification de l'effet P-Δ suivant le sens y-y

Niveaux	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ
Sous-sol	5976.12	0.9	5566.02	374	0.0026
RDC	6229.18	1.4	5318.07	374	0.0044
Etage 1	5721.80	1.6	4796.66	374	0.0051
Etage 2	5721.80	1.8	4116.30	374	0.0067
Etage 3	5721.80	1.8	3184.06	374	0.0086
Etage 4	5491.18	1.5	1911.46	300	0.0144
Terrasse	1002.15	1.7	390.49	300	0.0145

La condition $\theta < 0.1$ est satisfaite pour tous les niveaux et dans les deux directions, donc on conclut que les effets du 2° ordre peuvent être négligés.

V.5 Conclusion

Grâce à cette étude appuyée par un calcul numérique, nous avons pu déterminer les sollicitations sismiques appliquées sur notre structure. Les résultats de cette étude ont conduit au changement des sections des poteaux (précédemment en HEB 320) en profilés HEB 600, afin de satisfaire les exigences de rigidités du RPA.

Chapitre VI : Dimensionnement et vérification de l'ossature

VI.1 Introduction

Le dimensionnement est l'étape qui consiste à donner les dimensions définitives et les plus appropriées aux éléments structuraux de l'ouvrage en considérant les aspects techniques, économiques et réglementaires. Dans ce chapitre, nous allons dimensionner les éléments porteurs et secondaires de la structure, en se basant sur les hypothèses de calcul tirées des règlements et documents techniques algériens CCM97 et l'Eurocode 3 pour les éléments métalliques, ainsi le CBA93 (ou B.A.E.L 91 R99) pour les éléments en béton armée, tout en prenant compte les résultats des chapitres précédents.

VI.2 Dimensionnement des poteaux

En introduisant les composantes sismiques, les poteaux seront soumis à des efforts combinés (flexion et compression), on doit donc vérifier la stabilité de ces derniers vis-à-vis de ces efforts. La combinaison la plus défavorable et donnant les efforts maximaux pour les poteaux est la combinaison sismique : G+Q+E_y.

VI.2.1 Vérifications vis-à-vis du déversement combiné

Les éléments comprimés et fléchis en même temps doivent faire l'objet d'une vérification du déversement combiné, d'abord, il est nécessaire de vérifier si l'élément court un risque de déversement, c'est-à-dire dans le cas où l'élanement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$ est supérieur à 0.4, Avec :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_i} \sqrt{\beta_w} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl} \times f_y}{M_{cr}}}$$

- $\beta_w = 1$, la section du profilé HEB 600 est de classe 1 ;
- $f_y = 235 \text{ MPa}$;
- $W_{pl,y} = 6425 \text{ cm}^3$.

L'équation du moment critique élastique M_{cr} pour une section doublement symétrique s'écrit :

$$M_{cr} = \frac{C_1 \times \pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L)^2} \times \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \times \left(\frac{I_w}{I_z}\right) + \frac{(k \times L)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g)^2} + (C_2 \times z_g) \right]$$

Les paramètres du moment critique sont :

- k et k_w : Facteurs de longueur effective, $k = 0.5$ (lors d'un blocage de la rotation latérale), $k_w = 0.5$ (encastrement vis-à-vis du gauchissement aux deux extrémités de la barre) ;
- C_1 et C_2 : Facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement :
 $C_1 = 0.712$, $C_2 = 0.652$;
- z_g est l'excentrement entre le point d'Application de la charge et le centre de cisaillement,
 $z_g = h/2 = 0.3m$;
- I_t est le module d'inertie de torsion, $I_t = 667.2 \text{ cm}^4$;
- I_w est le module du gauchissement, $I_w = 10970 \times 10^3 \text{ cm}^6$;
- I_z moment d'inertie suivant l'axe z , $I_z = 13530 \text{ cm}^4$.

On trouve :

$$M_{cr} = 11.21 \text{ MN.m}$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{6425 \times 10^{-6} \times 235 \times 1}{11.21}} = 0.367 \leq 0.4$$

On conclut que le profilé ne présente pas un risque de déversement.

VI.2.2 Vérifications vis-à-vis du flambement par flexion

Il faut considérer le risque du flambement combiné si :

$$\bar{\lambda}_{max} > 0.2 \text{ et } \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A f_y}{\gamma_{m1}}} > 0.1$$

$$\text{Avec : } \bar{\lambda}_{max} = \text{Max} (\bar{\lambda}_y ; \bar{\lambda}_z) ; \chi_{min} = \text{Min} (\chi_y ; \chi_z)$$

La vérification du risque du flambement doit se faire suivant les deux directions y-y et z-z. Pour le calcul, on donne les paramètres suivants pour un profilé HEB 600 :

- $\beta_A = 1$ (Pour les sections de classe 1 ou 2)
- $\varepsilon = 1$ (Pour une nuance d'acier S235)
- $\lambda_l = 93$
- $i_y = 25.17 \text{ cm}$
- $i_z = 7.08 \text{ cm}$
- $N_{sd} = 3.1 \text{ MN}$ (Autodesk ROBOT);
- $A = 270 \text{ cm}^2$

On détermine la longueur de flambement l_f à partir du rapport $\frac{l_f}{l}$ calculé par la formule suivante pour un poteau dans un mode à nœuds fixes :

$$\frac{l_f}{l} = \frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265 \eta_1 \eta_2}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247 \eta_1 \eta_2}$$

Pour des nœuds fixes et encastres $\eta_1 = \eta_2 = 0$, ce qui donne : $\frac{l_f}{l} = 0.5$, On obtient alors :

Suivant l'axe y-y :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0.5 \times 3.74}{0.2517} = 7.42$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_l} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{7.42}{93} = 0.079$$

$\Rightarrow \bar{\lambda}_y \leq 0.2$, donc le risque de flambement est écarté suivant l'axe y-y

Suivant l'axe z-z :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0.5 \times 3.74}{0.0708} = 26.41$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_l} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{26.41}{93} = 0.284$$

$\Rightarrow \bar{\lambda}_z > 0.2$, donc le risque de flambement n'est pas écarté suivant l'axe z-z

On a :

$$\frac{h}{b} = \frac{600}{300} = 2 > 1.2$$

De plus :

$$t_f = 30 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Donc on obtient :

- Selon l'axe y-y courbe de flambement a et donc $\alpha = 0.21$
- Selon l'axe z-z courbe de flambement b et donc $\alpha = 0.34$

On calcule donc χ pour chaque direction :

Suivant l'axe y-y :

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.21(0.078 - 0.2) + 0.078^2] = 0.49$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.49 + \sqrt{0.49^2 - 0.078^2}} = 1.026$$

Suivant l'axe z-z :

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.34(0.284 - 0.2) + 0.284^2] = 0.554$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.554 + \sqrt{0.554^2 - 0.284^2}} = 0.971$$

Donc : $\chi_{min} = \chi_z = 0.971$

$$\Rightarrow \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A f_y}{\gamma_{m1}}} = 0.55 > 0.1$$

Donc il y'a risque du flambement combiné, on doit vérifier la résistance du profilé à ce phénomène à travers la condition ci-dessous :

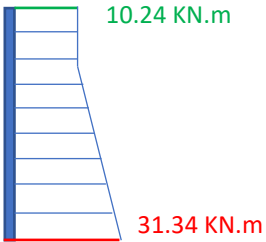
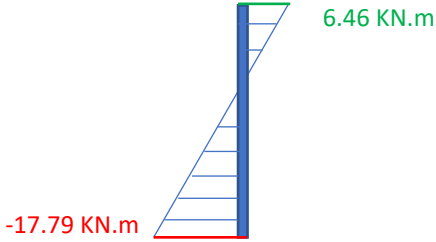
$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{k_y M_{y,sd}}{\frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{k_z M_{z,sd}}{\frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Avec :

- $k_y = 1 - \frac{U_y \times N_{sd}}{A \times f_y \times \chi_y}$
- $U_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \cdot \beta_{my} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} ;$
- $\beta_{my} = 1.8 - 0.7 \phi_y ;$
- $\psi_y = \frac{M_{ymin}}{M_{ymax}}$ (Par analogie on définit : k_z , U_z , β_{mz} et ψ_z) ;
- $W_{pl,y} = 6.425 \times 10^{-3} m^3$, module plastique suivant l'axe y-y ;
- $W_{pl,z} = 1.391 \times 10^{-3} m^3$, module plastique suivant l'axe z-z .

Les moments et efforts sollicitant les poteaux sont obtenus sur le logiciel Robot :

Tableau VI.1 : Efforts sollicitant les poteaux (Autodesk Robot)

N_{sd}	M_y	M_z
3.1 MN		

Application numérique :

$$\psi_y = \frac{10.24}{31.34} = 0.32, \beta_{my} = 1.8 - 0.7(0.32) = 1.57$$

$$U_y = 0.078 \times (2 \times 1.57 - 4) + \frac{6425 - 5701}{5701} = 0.062$$

$$k_y = 1 - \frac{0.062 \times 3.1}{270 \times 10^{-4} \times 235 \times 1.026} = 0.97$$

$$\psi_z = \frac{6.46}{-17.79} = -0.36, \beta_{mz} = 1.8 - 0.7 \times (-0.36) = 2.05$$

$$U_z = 0.284 \times (2 \times 2.05 - 4) + \frac{1391 - 902}{902} = 0.57$$

$$k_z = 1 - \frac{0.57 \times 3.1}{270 \times 10^{-4} \times 235 \times 0.971} = 0.71$$

$$\Rightarrow \frac{3.1}{0.971 \times \frac{270 \times 10^{-4} \times 235}{1.1}} + \frac{0.97 \times 31.34 \times 10^{-3}}{\frac{6425 \times 10^{-6} \times 235}{1.1}} + \frac{0.71 \times 17.79 \times 10^{-3}}{\frac{1391 \times 10^{-6} \times 235}{1.1}} = 0.51 \leq 1$$

On conclut que le profilé choisi résiste au phénomène du flambement combiné.

VI.2.3 Vérifications vis-à-vis du cisaillement

La valeur de calcul de l'effort tranchant V_{sd} dans chaque section transversale doit satisfaire la condition :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{A_v}{\sqrt{3}}$$

Les profilés métalliques sont censés résister au cisaillement avec leurs parois situées parallèlement à l'effort tranchant appliqué, c'est pour cela qu'on considère deux aires de cisaillement A_{vy} (aire des semelles qui est cisailée) et A_{vz} (aire de l'âme qui est cisailée) suivant la direction de l'Application de l'effort tranchant (voir figure ci-dessous)

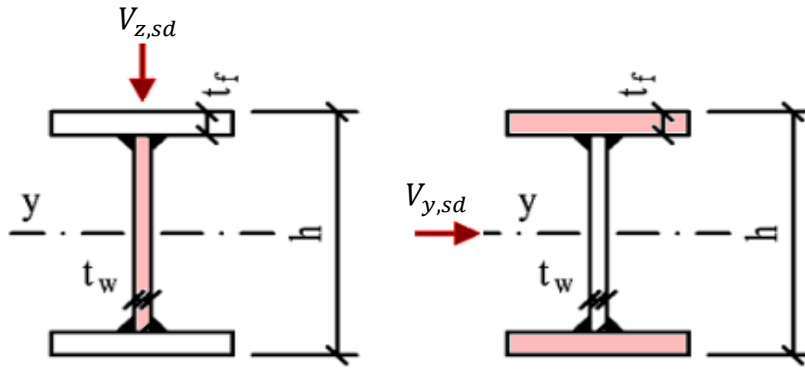


Figure VI.1 : Aire cisailée selon la direction de l'effort tranchant sollicitant

L'aire cisailée est donnée par la formule :

$$A_{vz} = A - 2b t_f + (t_w + 2r)t_f, A_{vy} = A - (h_w \times t_w)$$

Application numérique :

$$V_{z,sd \max} = 186.77 \text{ KN}, V_{y,sd \max} = 40.84 \text{ KN}$$

$$A_{vz} = 110.8 \text{ cm}^2, A_{vy} = 186.3 \text{ cm}^2$$

$$V_{z,pl,rd} = 1.36 \text{ MN}, V_{y,pl,rd} = 2.3 \text{ MN}$$

$$V_{z,sd \max} < V_{z,pl,rd} \text{ et } V_{y,sd \max} < V_{y,pl,rd}$$

de plus :

$$V_{z,sd \max} < 0.5 V_{z,pl,rd} \text{ et } V_{y,sd \max} < 0.5 V_{y,pl,rd}$$

La condition de l'effort tranchant est vérifiée, et il n'y'a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment résistant, donc le profilé HEB 600 résiste bien au cisaillement.

VI.3 Dimensionnement des poutres

Les poutres doivent être dimensionnées de façon à résister au moment fléchissant et à l'effort tranchant induits par la combinaison de charge la plus défavorable, dans notre cas la combinaison de charge à l'état limite ultime (1.35 G+1.5 Q), de ce fait, on doit vérifier ces deux conditions de résistance. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Vérifications de résistance des poutres

Profilés	$V_{sd \max}$ (KN)	$V_{pl,rd}$ (KN)	V_{sd} $< V_{pl,rd}$	V_{sd} $< 0.5V_{pl,rd}$	$M_{sd \max}$ (KN.m)	$M_{pl,rd}$ (KN.m)	M_{sd} $< M_{pl,rd}$
Poutres secondaires (IPE 200)	42.11	172.68	Vérifiée	Vérifiée	42.73	47	Vérifiée

Poutres consoles (IPE 180)	11.22	139.37	Vérifiée	Vérifiée	11.31	35	Vérifiée
Poutres principales (IPE 330)	154.95	379.86	Vérifiée	Vérifiée	155.97	172	Vérifiée
Poutres principales (IPE 360)	154.52	432.93	Vérifiée	Vérifiée	159.88	217	Vérifiée
Poutres principales (IPE 600)	288.57	1033.61	Vérifiée	Vérifiée	561.84	750	Vérifiée

Remarque :

Les vérifications de résistance aux phénomènes de déversement et du voilement local peuvent être négligées pour les mêmes raisons citées dans le paragraphe III.2.1.3 du chapitre III.

D'après les résultats du tableau, les sections choisies pour les poutres répondent parfaitement aux exigences de résistance prescrites par le règlement CCM97 et l'Eurocode 3.

VI.4 Dimensionnement des barres de contreventement

Les barres utilisées pour les palées de contreventement sont généralement en doubles cornières (profilé composé). Pour satisfaire aux exigences du RPA 99 en termes de rigidité, nous avons choisi lors de l'étude sismique des profilés de type double UPN 240 composé dont la résistance n'a pas été vérifiée. Dans ce qui suit, on va procéder à la vérification de ces dernières qui sont sollicitées par des efforts de traction et de compression.

VI.4.1 Vérification à la traction (contreventement en X)

Le cas de charge le plus défavorable pour les éléments de contreventements en traction est sous la combinaison G+Q+Ex.

L'effort de traction pour la barre la plus sollicité est :

$$N_{sd} = 456 \text{ KN}$$

Pour s'assurer que les profilés proposés résistent, la condition de traction suivante doit être vérifiée :

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = N_{pl,rd}$$

Avec :

- $N_{t,rd}$: résistance de calcul à la traction de la section transversale, donnée par :

$$N_{t,rd} = \min \begin{cases} N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0}} \\ N_{ul,rd} = \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{m2}} \end{cases}$$

- A : Aire de la section composée $A = 2 \times 42.3 = 84.6 \text{ cm}^2$;
- A_{net} : Aire nette de la section composé (dans le cas de section avec trou de fixation) ;
- f_u : Résistance ultime à la traction de l'acier, $f_u = 360 \text{ MPa}$;
- $\gamma_{m2} = 1.25$.

Application numérique :

$$N_{t,rd} = \min \begin{cases} N_{pl,rd} = \frac{84.6 \times 10^{-4} \times 235}{1.1} = 1.8 \text{ MN} \\ N_{ul,rd} = \frac{0.9 \times 84.6 \times 10^{-4} \times 360}{1.25} = 2.19 \text{ MN} \end{cases} \Rightarrow N_{t,rd} = 1.8 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow N_{sd} \leq N_{t,rd}$$

La condition de résistance à la traction est donc satisfaite.

VI.4.2 Vérification à la compression (contreventement en V)

Le cas de charge le plus défavorable pour les éléments de contreventements en compression est sous la combinaison G+Q+Ex.

L'effort de compression pour la barre la plus sollicité est :

$$N_{sd} = 561.86 \text{ KN}$$

Pour s'assurer que les profilés proposés résistent, la condition de compression suivante doit être vérifiée :

$$N_{sd} \leq N_{c,rd} = N_{pl,rd}$$

Avec :

$N_{c,rd}$: Résistance de calcul à la compression de la section transversale.

$$N_{c,rd} = N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

Application numérique :

$$N_{pl,rd} = \frac{84.6 \times 10^{-4} \times 235}{1.1} = 1.8 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow N_{sd} \leq N_{pl,rd}$$

La condition de résistance à la compression est donc satisfaite.

VI.4.3 Vérification vis-à-vis du flambement

Pour le calcul, on donne les paramètres suivants pour un profilé double UPN 240 :

- $\beta_A = 1$ (Pour les sections de classe 1, 2 et 3)

- $\varepsilon = 1$ (Pour une nuance d'acier S235)
- $\lambda_l = 93$
- $I_y = 7200 \text{ cm}^4$ (inertie de la section mixte suivant l'axe y)
- $I_z = 916.12 \text{ cm}^4$ (inertie de la section mixte suivant l'axe z)
- $i_y = 9.22 \text{ cm}$
- $i_z = 3.29 \text{ cm}$

Suivant l'axe y-y :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0.5 \times 3.17}{0.0922} = 17.19$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_l} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{76.68}{93} = 0.18$$

$\Rightarrow \bar{\lambda}_y < 0.2$ donc le risque de flambement est écarté suivant l'axe y-y

Suivant l'axe z-z :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0.5 \times 3.17}{0.0329} = 48.17$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_l} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{48.17}{93} = 0.51$$

$\Rightarrow \bar{\lambda}_z > 0.2$

La condition n'est pas vérifiée donc le risque de flambement est à considérer suivant l'axe z-z, dans ce cas il faut vérifier :

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

on obtient :

- Selon l'axe y-y courbe de flambement c et donc $\alpha = 0.49$;
- Selon l'axe z-z courbe de flambement c et donc $\alpha = 0.49$.

on calcule donc χ pour chaque direction :

Suivant l'axe y-y :

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.49(0.18 - 0.2) + 0.18^2] = 0.513$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.513 + \sqrt{0.513^2 - 0.18^2}} = 0.993$$

Suivant l'axe z-z :

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.49(0.51 - 0.2) + 0.51^2] = 0.71$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.71 + \sqrt{0.71^2 - 0.51^2}} = 0.83$$

$\Rightarrow \chi_{min} = \chi_z = 0.83$

VI.5.1 Dimensions

La hauteur totale de l'étage est de $H = 3.64m$ (hauteur sous plafond). La hauteur des volées est donnée comme suit :

$$H_1 = H_3 = 1.19m ; H_2 = 1.26 m$$

On considère les dimensions suivantes pour les marches :

- Giron (profondeur d'une marche d'escalier) :

$$g = 30 cm$$

- Hauteur de marche :

$$h = 17cm$$

Le choix de ces dimensions est effectué à partir des inégalités ci-dessous :

$$16cm < h < 21cm \text{ et } 25cm < g < 31cm$$

D'après la formule de Blondel, on doit vérifier :

$$58cm \leq g + 2h \leq 64cm$$

$$g + 2h = 64 cm, \text{ condition vérifiée.}$$

on détermine par la suite les dimensions restantes des escaliers, à savoir :

- Le nombre de contre marche pour les volées :

$$n_1 = n_3 = \frac{H}{h} = \frac{119}{17} = \frac{119}{17} = 7, n_2 = \frac{126}{17} = 7.4 \text{ on prend } n_2 = 8$$

- La longueur des volées en plan :

$$L_1 = L_3 = g \times n = 6 \times 30 = 180 cm, L_2 = 7 \times 30 = 210cm$$

- La pente α , qui représente l'inclinaison des escaliers:

$$\alpha = \arctg\left(\frac{h}{g}\right) = \arctg\left(\frac{17}{30}\right) = 29.53^\circ$$

- l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{25} ; L' = \frac{210}{\cos(29.53)} + 187.5 = 428.85 cm$$

$$14.3 cm \leq e \leq 17.14 \text{ on prend } e = 15cm$$

VI.5.2 Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m et une section de béton $b \times h$ (100×15) cm^2 . Les moments en travée et en appui ont été déterminées sur le logiciel Robot comme suit :

Tableau VI.3 : Efforts sollicitant les escaliers (Autodesk Robot)

ELU	$M_{tra} = 29.06 KN.m$	$M_{app} = 11.75 KN.m$	$T_{max} = 27.9 KN$
ELS	$M_{tra} = 20.94 KN.m$	$M_{app} = 8.37 KN.m$	$T_{max} = 20.3 KN$

Les étapes de calcul sont résumées sur l'organigramme suivant :

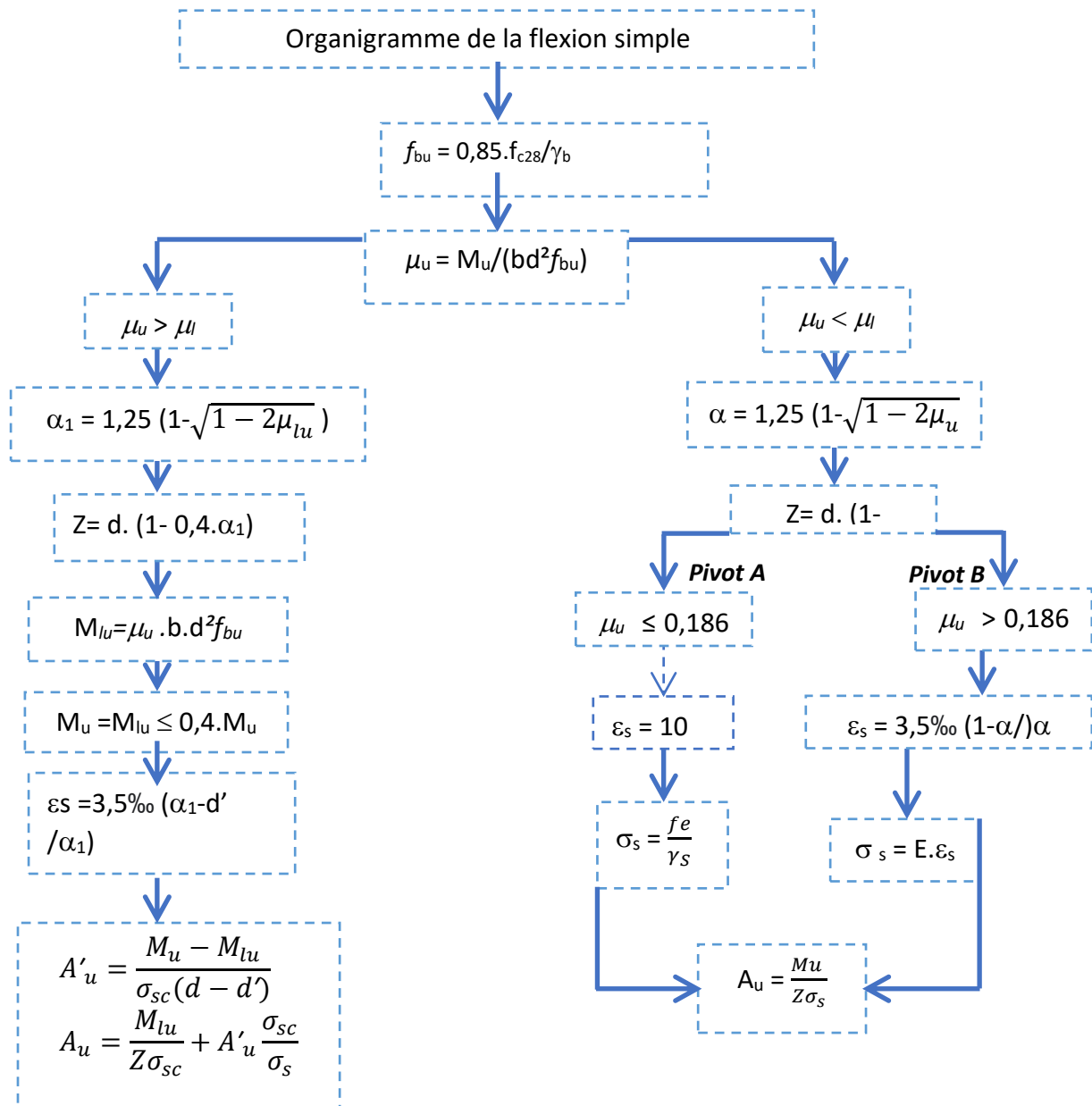


Figure VI.4 : Organigramme de calcul d'une poutre en flexion simple

Les paramètres de calcul sont donnés comme suit :

Tableau VI.4 : Paramètres de calcul du ferrailage des escaliers

f_{c28} (Mpa)	f_{t28} (Mpa)	γ_b	γ_s	$d=0.9h$ (m)	b (m)	f_{bu} (Mpa)	f_e (Mpa)	μ_l	α_l
25	2,1	1,5	1,15	0,135	1	14,17	400	0.392	0.668

VI.5.2.1 Calcul du ferrailage longitudinal

En travée :

Le moment réduit est :

$$\mu_{u,t} = \frac{M_{u,t}}{bd^2 \times f_{bu}} = \frac{29.06 \times 10^{-3}}{0.135^2 \times 14.17} = 0.11 < \mu_l$$

de plus :

$\mu_{u,t} < 0.186$, donc on l'état limite ultime est atteint par écoulement plastique des aciers, cet état limite (pivot A) est caractérisé par :

- $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$;
- Acier de compression non nécessaire $A_{sc} = 0$;
- $0 < \alpha < 0.259$.

La section d'acier nécessaire est :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_s}$$

Sachant que :

- $Z = d (1 - 0,4\alpha)$;
- $\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{u,t}})$;
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$.

Application numérique :

Tableau VI.5 : Résultats de calcul du ferrailage longitudinal en travée des escaliers

α	$Z(m)$	$\sigma_s(MPa)$	$A_{st}(cm^2/ml)$
0.146	0.127	348	6.57

La condition de non fragilité tel que décrite dans l'article A.4.2 du CBA93(ou du BAEL91 R 99) doit être vérifiée par la formule ci-dessous:

$$\rho = \frac{A_s}{b d} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e}$$

ou bien:

$$A_{st} \geq A_{s \min} = \frac{0.23 \times d \times f_{tj}}{f_e}$$

On trouve :

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times 0.135 \times 2.1}{400} = 1.63 \times 10^{-4} m^2/ml = 1.63 cm^2/ml$$

$A_{st} > A_{s \min}$ (Condition vérifiée)

D'après le tableau des sections en fonction des diamètres des barres (voir tableau A.2.2 annexe 2), la section la plus proche est : $A_s = 7.7 cm^2$, le ferrailage adopté en travée est donc : $5\emptyset 14/ml$, avec un espacement de 18 cm.

L'espacement dans le cas des charges réparties en l'absence de charges concentrées ne doit pas dépasser les valeurs 3h et 33cm :

$$S_t \leq \min(3h ; 33cm) \leftrightarrow S_t \leq \min(3 \times 15 ; 33cm)$$

$$\Rightarrow S_t = 18cm \leq 33cm \text{ (condition vérifiée)}$$

L'aire des armatures de répartition dans le cas de charges réparties est donnée par :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

$$\Rightarrow A_r = \frac{7.7}{4} = 1.925 \text{ cm}^2/ml$$

La section la plus proche est : $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$, avec un ferrailage adopté de : $4\emptyset 8/ml$, et un espacement de 20 cm.

l'espacement dans le cas des charges réparties seulement en l'absence de charges concentrées, et pour la direction perpendiculaire à la direction la plus sollicitée ,ne doit pas dépasser les valeurs 4h et 45 cm :

$$S_t \leq \min(4h ; 45cm) \leftrightarrow S_t \leq \min(4 \times 15 ; 45cm)$$

$$\Rightarrow S_t = 20cm \leq 45cm \text{ (condition vérifiée)}.$$

Sur appui :

Le moment réduit est :

$$\mu_{u,a} = \frac{M_{u,a}}{bd^2 \times f_{bu}} = \frac{11.75 \times 10^{-3}}{0.135^2 \times 14.17} = 0.045 < \mu_l$$

de plus :

$\mu_{u,a} < 0.186$, donc on l'état limite ultime est atteint par écoulement plastique des aciers, cet état limite (pivot A) est caractérisé par :

- $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$;
- Acier de compression non nécessaire $A_{sc} = 0$;
- $0 < \alpha < 0.259$.

La section d'acier nécessaire est :

$$A_{st} = \frac{M_{u,a}}{Z \sigma_s}$$

Application numérique :

Tableau VI.6 : Résultats de calcul du ferrailage longitudinal sur appui des escaliers

α	$Z(m)$	$\sigma_s(MPa)$	$A_{st}(cm^2/ml)$
0.058	0.131	348	2.56

La condition de non fragilité tel que décrite dans l'article A.4.2 du CBA93 (ou du BAEL91 R 99) doit être vérifiée par la formule ci-dessous:

$$A_{st} \geq A_{s \text{ min}} = \frac{0.23 \times d \times f_{tj}}{f_e}$$

On trouve :

$$A_{s\ min} = \frac{0.23 \times 0.135 \times 2.1}{400} = 1.63 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$\Rightarrow A_{st} > A_{s\ min}$ (Condition vérifiée)

Le ferrailage adopté sur appui est : $4\emptyset 10/\text{ml}$, correspondant à une section $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 18 cm.

$\Rightarrow S_t = 18\text{cm} \leq 33\text{cm}$ (condition vérifiée)

VI.5.2.2 Calcul du ferrailage transversal

Selon le C.B.A 93 (Art A.5.1.3), les armatures transversales ne sont pas nécessaires si :

- Il n'y a pas de reprise de bétonnage ;
- $\tau_u \leq \bar{\tau}$;

Sachant que :

- τ : Contrainte de cisaillement du béton, $\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0.d}$;
- $\bar{\tau}$: Contrainte admissible du cisaillement du béton pour des section entièrement comprimée, $\bar{\tau} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b}$.

Dans notre cas Il n'y a pas de reprise de bétonnage il suffit de vérifier la condition $\tau_u \leq \bar{\tau}$:

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa} \text{ et } \tau_u = \frac{27.9 \times 10^{-3}}{0.135} = 0.21.$$

$\Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}$, on conclut que Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

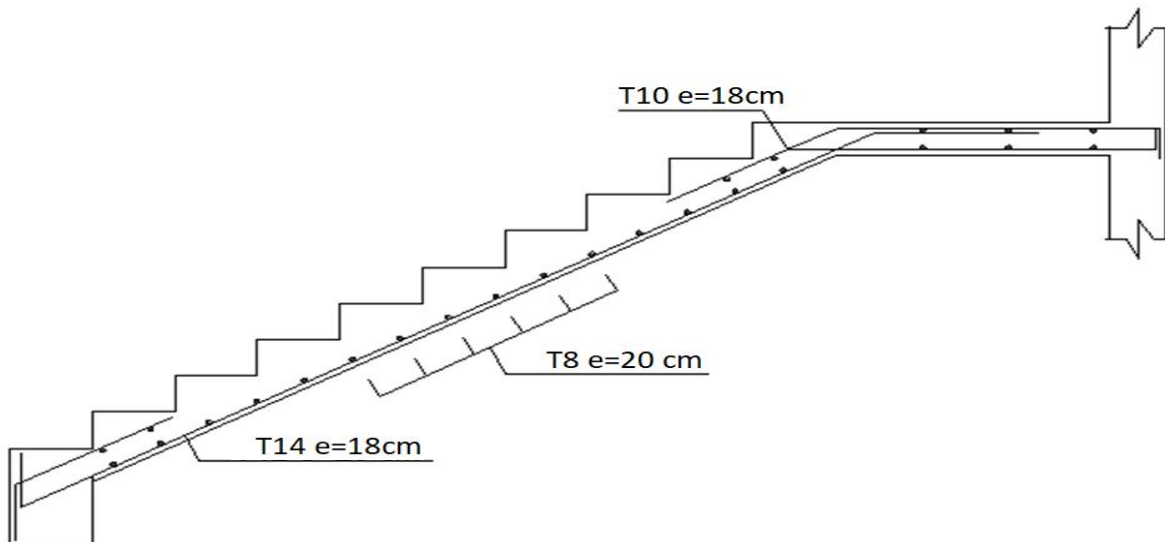


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage des escaliers

VI.6 Dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire non-structural encastré au plancher terrasse, soumis à une flexion composée due à un effort normal provoqué par son poids propre, et un moment

fléchissant provoqué par la main courante(Q). Le calcul se fait par une bande de 1 m de longueur.

Les valeurs des charges appliquées sur l'acrotère (déterminées au chapitre II) sont:
 $G = 1.725 \text{ KN/m}$, $Q = 1 \text{ KN/m}$.

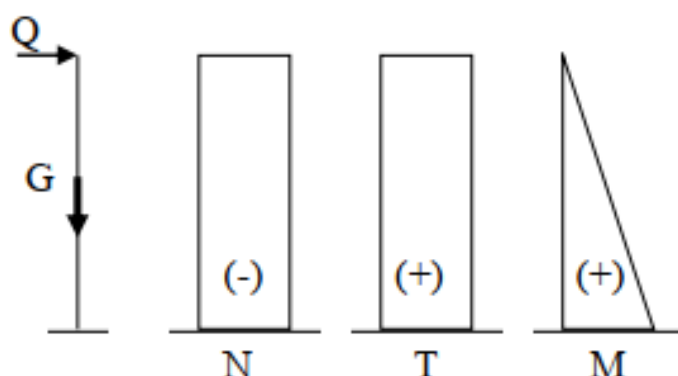


Figure VI.6 : Diagramme des efforts sollicitant l'acrotère

VI.6.1 Calcul des efforts

Les efforts agissant sur l'acrotère sont déterminés comme suit :

Tableau VI.7 : Moments et efforts sollicitant l'acrotère

Efforts	État limite ultime	État limite de service
Effort normal	$N_u = 1.35G = 2.33 \text{ KN}$	$N_{ser} = G = 1.725 \text{ KN}$
Moment fléchissant	$M_u = 1.5Q \times H = 0.9 \text{ KN.m}$	$M_{ser} = Q \times H = 0.6 \text{ KN.m}$
Effort tranchant	$T_u = 1.5Q = 1.5 \text{ KN}$	$T_{ser} = Q = 1.0 \text{ KN}$

VI.6.2 Ferrailage de L'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, considérant une section rectangulaire $b=100\text{cm}$ et $h=10\text{cm}$, soumise à un effort normal et un moment.

Les paramètres de calcul sont donnés comme suit :

Tableau VI.8 : Paramètres de calcul du ferrailage de l'acrotère

f_{c28} (Mpa)	f_{t28} (Mpa)	γ_b	γ_s	d=h-c (cm)	b (m)	c (enrobage) (cm)	f_{bu} (Mpa)	f_e (Mpa)
25	2,1	1,5	1,15	8	1	2	14,17	400

VI.6.2.1 Calcul du ferrailage longitudinal

Selon le sens de l'effort normal (compression ou traction) et son intensité par rapport au moment, on distingue trois modes de travail de la section soumise à la flexion composé :

- Section entièrement comprimée ;
- Section entièrement comprimée ;
- Section partiellement tendue/comprimée.

Dans notre cas, la section est soumise à un effort de compression donc la section est soit entièrement comprimée, soit partiellement comprimée. Pour déterminer le mode de travail, il convient de calculer les paramètres suivants :

- L'excentricité entre le centre de pression et le centre de gravité, donnée par :

$$e_o = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,33} = 38,63 \text{ cm} > d - c = 6 \text{ cm}$$

- Le facteur de remplissage du diagramme parabole rectangle :

$$\psi = \frac{0.375 + \frac{N(d-c) - M}{b h^2 f_{bu}}}{0.857 - \frac{c}{h}}$$

$$\Rightarrow \psi = \frac{0.375 + \frac{2.33(0.08 - 0.02) - 0.9}{0.1^2 \times 14.17 \times 10^3}}{0.857 - \frac{0.02}{0.1}} = 0.56$$

Le centre de poussée se trouve en dehors des deux nappes d'armatures, de plus $\psi < 0.81$, on déduit que la section est partiellement comprimée, et le calcul du ferrailage se ramène au calcul de ferrailage d'une section en flexion simple moyennant quelques modifications.

Le moment de calcul de la section en flexion simple est remplacé par un moment fictif, défini par :

$$M_{as} = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

et les sections d'aciers par des sections d'aciers réelles : $A_s = \mathcal{A}_s - \frac{N_u}{\sigma_s}$ Avec : $A_{sc} = \mathcal{A}_{sc}$

$$M_{as} = 0.9 + 2.33 \left(\frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 0.97 \text{ KN.m}$$

le moment réduit est :

$$\mu = \frac{M_{as}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.17} = 0.0107 < \mu_t$$

de plus :

$\mu_{u,t} < 0.186$, donc on l'état limite ultime est atteint par écoulement plastique des aciers, cet état limite (pivot A) est caractérisé par :

- $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$;
- Acier de compression non nécessaire $\mathcal{A}_{sc} = A_{sc} = 0$;
- $0 < \alpha < 0.259$.

La section d'acier nécessaire est :

$$\mathcal{A}_s = \frac{M_{as}}{Z \sigma_s}$$

$$A_{st} = \mathcal{A}_s - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Application numérique :

Tableau VI.9 : Résultats de calcul du ferrailage longitudinal de l'acrotère

α	$Z(m)$	$\sigma_s(MPa)$	$\mathcal{A}_s(cm^2/ml)$	$A_{st}(cm^2/ml)$
0.0134	0.0796	348	0.35	0.28

La condition de non fragilité doit être vérifiée par la formule ci-dessous:

$$A_{st} \geq A_{s \min} = \frac{0.23 \times d \times f_{tj}}{f_e}$$

On trouve :

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times 0.8 \times 2.1}{400} = 0.966 \times 10^{-4} m^2/ml = 0.966 cm^2/ml$$

$\Rightarrow A_{st} < A_{s \min}$ (Condition non vérifiée), on adopte donc une section :

$$A_{st} = A_{s \min} = 0.966 cm^2/ml$$

Le ferrailage adopté est donc : $3\emptyset 8/ml$, correspondant à une section $A_{st} = 1.51 cm^2/ml$ avec un espacement de 25 cm.

L'espacement ne doit pas dépasser les valeurs 3h et 33cm :

$$S_t \leq \min(3h ; 33cm) \leftrightarrow S_t \leq \min(3 \times 10 ; 33cm)$$

$\Rightarrow S_t = 25cm \leq 30cm$ (condition vérifiée)

L'aire des armatures de répartition dans le cas de charges réparties est donnée par :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

Donc :

$$A_r = \frac{1.51}{4} = 0.375 cm^2/ml$$

Le ferrailage adopté est : $3\emptyset 8/ml$, et un espacement de 25 cm.

L'espacement dans le cas des charges réparties seulement et pour la direction perpendiculaire à la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser les valeurs 4h et 45 cm :

$$S_t \leq \min(4h ; 45cm) \leftrightarrow S_t \leq \min(4 \times 15 ; 45cm)$$

$\Rightarrow S_t = 25cm \leq 45cm$ (condition vérifiée).

VI.6.2.2 Calcul du ferrailage transversal

Selon le C.B.A 93 (Art A.5.1.3) les armatures transversales ne sont pas nécessaires si :

- Il n'y a pas de reprise de bétonnage ;

- $\tau \leq \bar{\tau}$.

Dans notre cas Il n'y a pas de reprise de bétonnage il suffit de vérifier la condition $\tau \leq \bar{\tau}$:

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{0.08} = 0.019 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}$, on conclut que Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

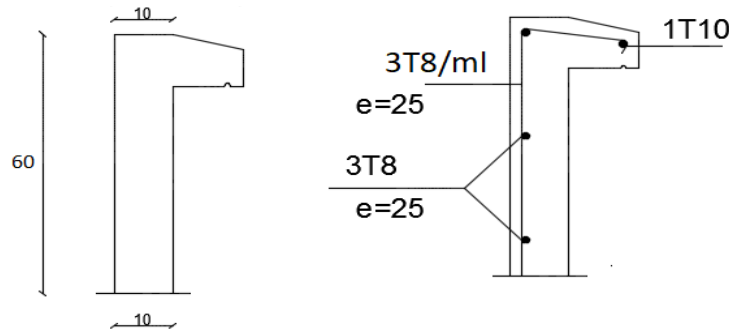


Figure VI.7: Schéma de ferrailage de l'acrotère

VI.7 Conclusion

Nous avons abouti dans ce chapitre aux dimensions finales des éléments porteurs et secondaires, en assurant la sécurité structurale et conformément aux règlements en vigueur. Les sections finales retenues sont montrées sur la figure ci-dessous. L'outil informatique (Logiciel Robot), nous a permis d'appuyer notre calcul en vérifiant que le choix des sections est approprié ce qui est montrée sur la figure ci-dessous.

NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014 - Vérification des familles (ELU) 1A8

Résultats		Messages				
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 Poutres Principales IPE 600						
4540 Poutre_454	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 600	ACIER	49.39	257.51	0.68	7 ELU
Famille : 2 Solives						
584 Poutre_584	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 140	ACIER	83.62	290.27	0.51	7 ELU
Famille : 3 Poutres secondaires						
495 Poutre_495	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 200	ACIER	58.11	214.70	0.57	7 ELU
Famille : 4 Poutres Principales IPE 330						
95 Poutre_95	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 330	ACIER	56.53	218.43	0.83	7 ELU
Famille : 5 Poutres Principales IPE 360						
4600 Poutre_460	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 360	ACIER	51.82	204.61	0.67	7 ELU
Famille : 6 Poteaux						
30 Poteau_30	<input checked="" type="checkbox"/> HEB 600	ACIER	7.43	26.41	0.57	10 G+Q+Ey
Famille : 7 Barres de contreventement						
5112 Bracing_51	<input checked="" type="checkbox"/> 2 UPN 240	ACIER	38.32	107.39	0.71	9 G+Q+Ex
Famille : 8 Poutres consoles						
2038 Poutre_203	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 180	ACIER	84.67	305.98	0.60	7 ELU

Figure VI.8: Vérification des profilés sous les combinaisons les plus défavorables (Autodesk Robot)

Chapitre VII : Étude des assemblages

VII.1 Introduction

La caractéristique essentielle des ossatures métalliques est d'être composée d'éléments élaborés en des lieux et des instants différents qui sont ensuite assemblés sur le site de construction. Les liaisons ont ainsi un double rôle, d'une part permettre la construction d'une structure et d'une autre part assurer la fiabilité et la stabilité de cette structure, donc la conception des assemblages est aussi importante que le dimensionnement des pièces de l'ossature.

Dans ce chapitre, nous allons avoir une première approche au calcul des assemblages en suivant les recommandations du règlement Algérien CCM97 et ceux de l'Eurocode 3 "ENV 1993 1-8".

VII.2 Principes généraux

L'assemblage sert à réunir deux ou plusieurs pièces tout en assurant la bonne transmission des efforts. Le respect des règles simples et le choix de bonnes dispositions constructives donneront des résultats satisfaisants et optimaux, parmi ces principes, on cite :

- Les assemblages doivent être simples, économiques et efficaces ;
- Il est nécessaire de respecter la convergence des axes des barres ;
- Il est nécessaire de respecter pour la réalisation de l'ensemble les hypothèses de calcul (articulation, appui simple, encastrement) ;
- Assurer l'étanchéité de l'assemblage lorsqu'une possibilité de rétention d'eau est probable .

Les moyens d'assemblage les plus utilisés en construction métallique sont soit les assemblages boulonnés ou soudés, le choix du moyen d'assemblage dépend des éléments assemblés et les sollicitations destinées à être appliqués sur ces éléments. On distingue les types d'assemblages en fonction des éléments assemblés :

- Assemblages poutre-poteau ;
- Assemblages poutre-poutre ;
- Assemblages de raboutage (de continuité) ;
- Assemblages de pied de poteau.

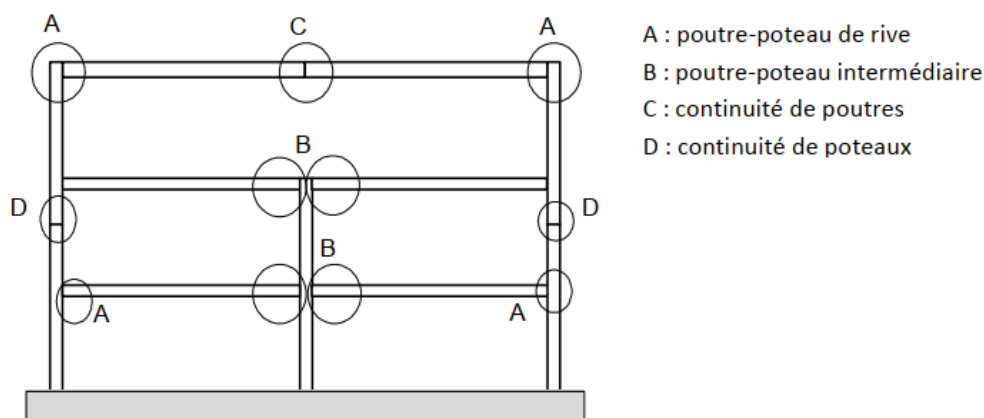


Figure VII.1 : Types d'assemblages en fonction des éléments assemblés

VII.3 Assemblage poteau-poutre

Ce type d'assemblage constitue généralement une liaison d'encastrement entre un poteau et une poutre. Il est souvent utilisé dans le cas de changement de direction et/ou de sollicitations. Les sollicitations sont transmises de la poutre au poteau à l'aide de la platine soudée à l'extrémité de la poutre et attachée au poteau par des boulons.

Les configurations des assemblages poutre-poteau doivent être calculées pour résister aux sollicitations suivantes : moments fléchissants $M_{b1,Sd}$ et $M_{b2,Sd}$, efforts normaux $N_{b1,Sd}$ et $N_{b2,Sd}$, et efforts tranchants $V_{b1,Sd}$ et $V_{b2,Sd}$ appliqués aux attaches par les éléments assemblés, voir Figure VII.2.

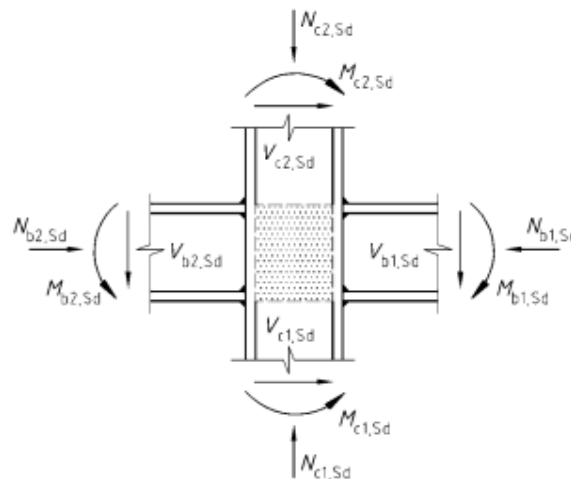


Figure VII.2 : Sollicitations agissant sur un assemblage poteau-poutre

VII.3.1 Assemblage poteau-poutre secondaire (HEB 600-IPE 200)

Cet assemblage est réalisé à l'aide d'une cornière à ailes égales boulonnée aux âmes des deux éléments. Le schéma de cet assemblage est illustré dans la figure ci-dessous :

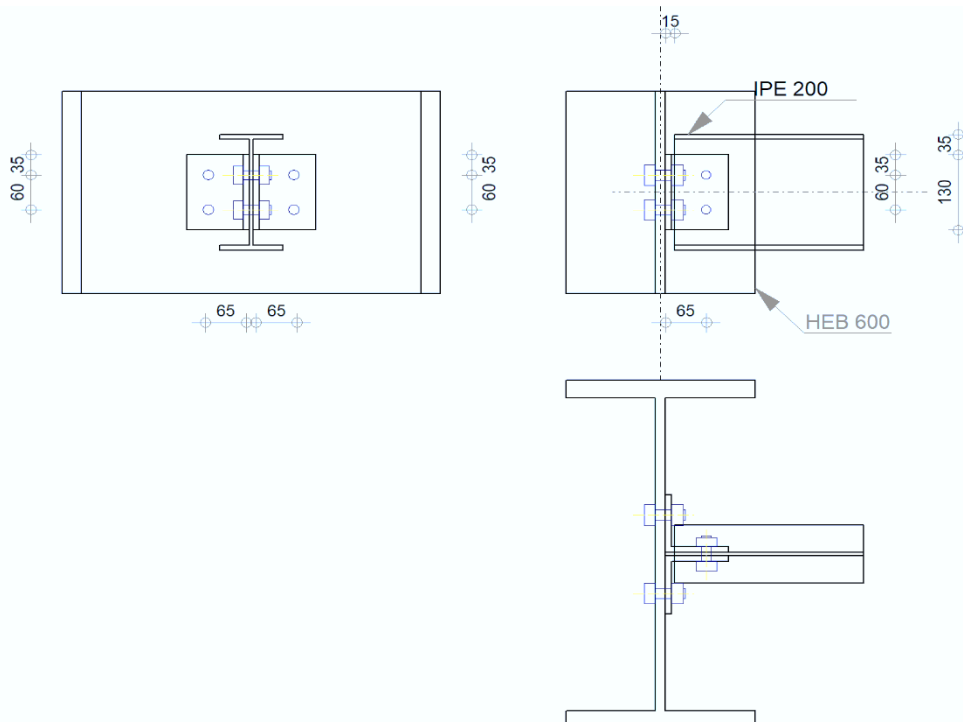


Figure VII.3 : Schéma assemblage HEB 600 – IPE 200 (Autodesk Robot)

VII.3.1.1 Dispositions constructives

La cornière choisie est une cornière à ailes CAE 100x100x10 ayant les caractéristiques suivantes :

- Hauteur : $h = 100 \text{ mm}$
- Largeur : $b = 100 \text{ mm}$
- Epaisseur : $t = 10 \text{ mm}$
- Résistance de calcul : $f_y = 235 \text{ MPa}$
- Résistance à la traction : $f_u = 365 \text{ MPa}$
- Niveau du premier boulon : $e_1 = 35 \text{ mm}$
- Entraxe : $p_1 = 60 \text{ mm}$

Les caractéristiques des boulons et leurs dispositions sont illustrées sur le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Caractéristiques des boulons

	Classe du boulon	Diamètre d (mm)	Aire de la section du boulon $A_v(\text{cm}^2)$	Aire de la section efficace $A_s(\text{cm}^2)$	Résistance à la traction f_{ub} (MPa)	Nombre de colonnes des boulons	Nombre de rangées des boulons
Boulons assemblant le poteau à la cornière	10.9	18	2.54	1.92	1000	1	2
Boulons assemblant la poutre à la cornière	4.8	16	2.01	1.57	400	1	2

VII.3.1.2 Vérifications de résistance des boulons

Les boulons de cet assemblage subissent des effets combinés de traction et de cisaillement, il convient donc de vérifier leur résistance à ces effets. Les conditions à vérifier dans ce cas sont :

- Résistance à la pression diamétrale : $F_{Sd} \leq F_{b,Rd}$
- Résistance à la traction : $F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd}$
- Résistance aux effets combinés : $\frac{F_{t,Sd}}{1.4F_{t,Rd}} + \frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} \leq 1$

La résistance au cisaillement d'un boulon $F_{v,Rd}$ est donnée en fonction de sa classe avec la valeur ultime de l'acier, pour un plan de cisaillement on a :

- Classes de boulon 4.6, 5.6, 6.6 et 8.8 : $F_{v,Rd} = \frac{0.6 f_{ub} A_s}{\gamma_{m2}}$
- Classes de boulon 4.8, 5.8, 6.8, 10.9 : $F_{v,Rd} = \frac{0.5 f_{ub} A_s}{\gamma_{m2}}$
- Si le plan de cisaillement passe par la partie non fileté du boulon : $F_{v,Rd} = \frac{0.6 f_{ub} A_v}{\gamma_{m2}}$

Avec :

- $\gamma_{m2} = 1.25$: Coefficient partiel de sécurité de boulonnage ;

- A_s : Section résistante de la partie filetée du boulon (section efficace) ;
- A_v : Section nominale du boulon.

La résistance à la traction $F_{t,Rd}$ est calculée avec la section efficace du boulon, pour un boulon tendu cette résistance est donnée par :

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_s}{\gamma_{m1}} ; \gamma_{m1} = 1.5$$

La vérification de la pression diamétrale tient compte des dimensions géométriques des pièces assemblées aux voisinages du boulon :

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \alpha f_{ub} d t}{\gamma_{m2}} ; \alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right)$$

Après la modélisation de l'assemblage sur Robot, le calcul numérique a abouti aux résultats suivants :

Pour les boulons assemblant le poteau à la cornière :

Tableau VII.2 : Forces agissantes sur les boulons assemblant le poteau à la cornière

$F_{v,Rd}$ (KN)	$F_{t,Rd}$ (KN)	$F_{b,Rd1}$ (KN)		$F_{b,Rd2}$ (KN)		$F_{v,Sd}$ (KN)	$F_{t,Sd}$ (KN)	$F_{x,Sd}$ (KN)	$F_{z,Sd}$ (KN)
		Suivant l'axe x	Suivant l'axe z	Suivant l'axe x	Suivant l'axe z				
122.1	138.2	203.67	152.75	76.65	76.65	16.53	21.8	15.12	6.69

Remarque :

$F_{b,Rd1}$: Résistance en pression diamétrale résultante de la pression exercée par un boulon sur l'âme du poteau.

$F_{b,Rd2}$: Résistance en pression diamétrale résultante de la pression exercée par un boulon sur la cornière.

$$F_{b,Rdx} = \min(F_{b,Rd1x} ; F_{b,Rd2x}) = 76.65 \text{ KN} , F_{b,Rdz} = \min(F_{b,Rd1z} ; F_{b,Rd2z}) = 76.65 \text{ KN}$$

On procède aux vérifications :

- $F_{x,Sd} = 15.12 \text{ KN} \leq F_{b,Rdx} = 76.65 \text{ KN}$ (Vérifiée)
- $F_{z,Sd} = 6.69 \text{ KN} \leq F_{b,Rdz} = 76.65 \text{ KN}$ (Vérifiée)
- $F_{t,Sd} = 21.8 \text{ KN} \leq F_{t,Rd} = 138.2 \text{ KN}$ (Vérifiée)
- $F_{v,Sd} = 16.53 \text{ KN} \leq F_{v,Rd} = 122.1 \text{ KN}$ (Vérifiée)
- $\frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} + \frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} = 0.25 \leq 1$ (Vérifiée)

Pour les boulons assemblant la cornière à la poutre :

Tableau VII.3 : Forces agissantes sur les boulons assemblant la poutre à la cornière

$F_{v,Rd}$ (KN)	$F_{t,Rd}$ (KN)	$F_{b,Rd1}$ (KN)		$F_{b,Rd2}$ (KN)		$F_{v,Sd}$ (KN)	$F_{t,Sd}$ (KN)	$F_{x,Sd}$ (KN)	$F_{z,Sd}$ (KN)
		Suivant l'axe x	Suivant l'axe z	Suivant l'axe x	Suivant l'axe z				
77.2	/	60.56	56.32	151.41	151.41	45.66	0	43.66	13.38

$$F_{b,Rdx} = \min(F_{b,Rd1x} ; F_{b,Rd2x}) = 60.56 \text{ KN} , F_{b,Rdz} = \min(F_{b,Rd1z} ; F_{b,Rd2z}) = 56.32 \text{ KN}$$

- $F_{x,Sd} = 43.66 \text{ KN} \leq F_{b,Rdx} = 60.56 \text{ KN}$ (Vérifiée)
- $F_{z,Sd} = 13.38 \text{ KN} \leq F_{b,Rdz} = 56.32 \text{ KN}$ (Vérifiée)
- $F_{v,Sd} = 45.66 \text{ KN} \leq F_{v,Rd} = 77.2 \text{ KN}$ (Vérifiée)

Donc les boulons choisis et leur disposition répondent aux exigences de résistance.

VII.3.1.3 Vérification des sections au cisaillement de bloc pour un effort axial

Le cisaillement de bloc consiste en une rupture par traction le long de la ligne de trous de fixation délimitant le bloc en zone tendue, accompagné d'un écoulement plastique en cisaillement le long de la rangée de trous délimitant ce bloc en zone cisailée.

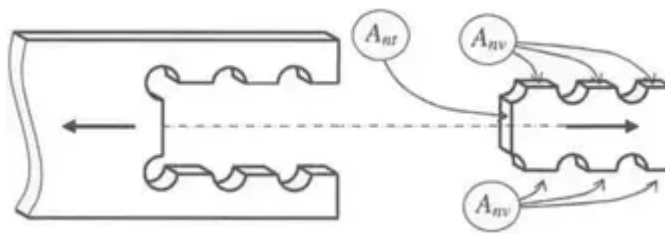


Figure VII.4 : Cisaillement de bloc dans une pièce tendue

Pour un groupe de boulons symétrique soumis à un chargement centré, la résistance de calcul au cisaillement de bloc est donnée par :

$$N_{b,Sd} < V_{eff,Rd} = \frac{f_u A_{nt}}{\gamma_{m2}} + \frac{f_y A_{nv}}{\sqrt{3} \gamma_{m0}}$$

où:

- A_{nt} : Aire nette soumise à la traction ;
- A_{nv} : Aire nette soumise au cisaillement.

On doit s'assurer que l'effort sollicitant est inférieur à la résistance au cisaillement de bloc.

on obtient les résultats suivants :

Tableau VII.4 : Vérification au cisaillement de bloc pour un effort axial

Élément	$A_{nt}(cm^2)$	$A_{nv}(cm^2)$	$V_{eff,Rd}(KN)$	$N_{b,Sd}(KN)$	$N_{b,Sd} < V_{eff,Rd}$
Cornière	4.2	5.2	193.19	11.22	Vérifiée
Poutre	2.35	4.59	130.98	22.44	Vérifiée

On déduit que les sections de la poutre et de la cornière n'ont aucun risque à l'effet de cisaillement par bloc pour un effort axial, et leurs sections ne sont pas affaiblies par la présence de trous.

VII.3.1.4 Vérification des sections au cisaillement de bloc pour un effort transversal

la même vérification est menée pour un effort transversal (effort tranchant), on obtient les résultats suivants :

Tableau VII.5 : Vérification au cisaillement de bloc pour un effort transversal

Élément	$A_{nt}(cm^2)$	$A_{nv}(cm^2)$	$V_{eff,Rd}(KN)$	$V_{b,sd}(KN)$	$V_{b,sd} < V_{eff,Rd}$
Cornière	2.6	6.8	130.2	13.38	Vérifiée
Poutre	2.3	5.77	111.7	26.75	Vérifiée

On déduit que les sections de la poutre et de la cornière n'ont aucun risque à l'effet de cisaillement par bloc pour un effort transversal.

VII.3.2 Assemblage poteau-poutre principale (HEB 600-IPE 330)

Cet assemblage constitue une liaison d'encastrement entre le poteau et la poutre. Une platine est soudée en bout de poutre, l'âme et les semelles sont reliées à la platine par soudage, puis boulonnées sur le poteau. Un jarret (section renforcée à la base du portique à la jonction du poteau) est prévu pour apporter un complément local d'inertie au pied de la poutre, ainsi, on utilise des raidisseurs soudés entre les semelles du poteau pour limiter les déformations. Le schéma de l'assemblage est comme suit :

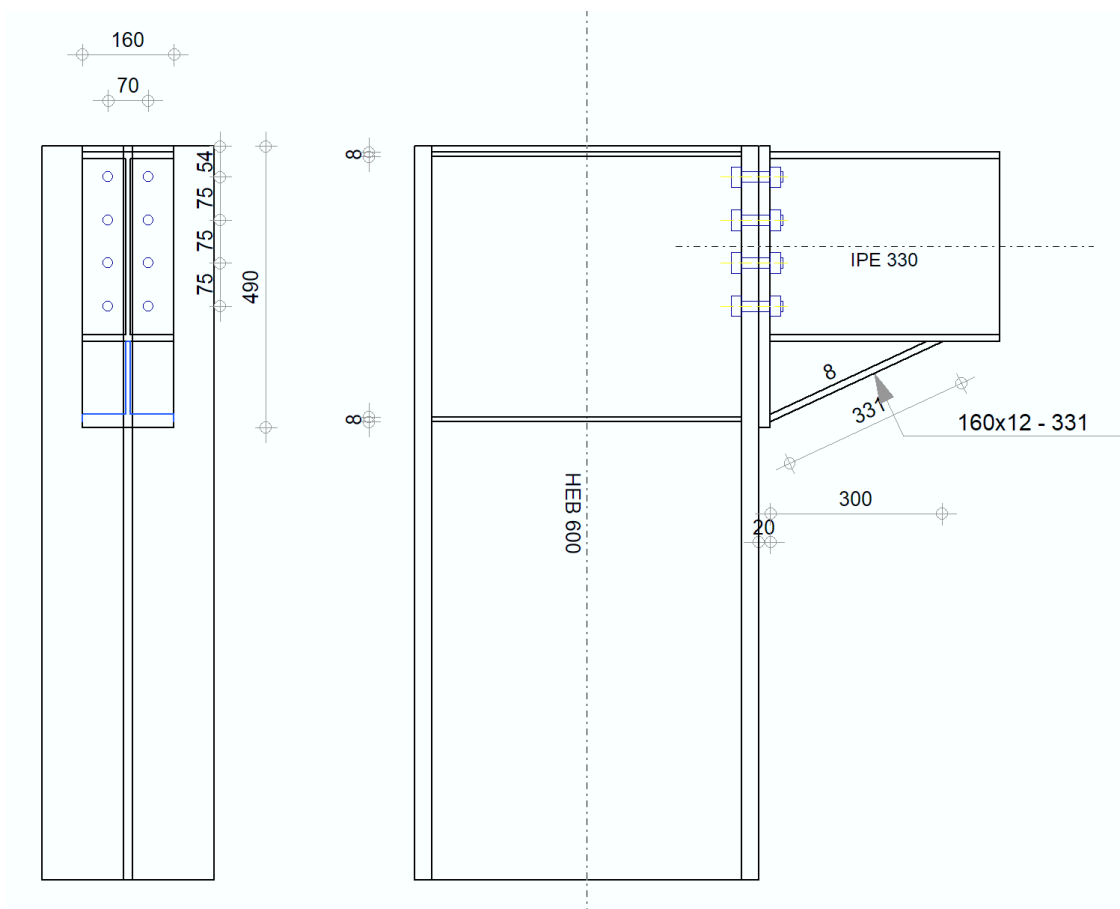


Figure VII.5 : Schéma assemblage HEB 600 – IPE 330 (Autodesk Robot)

VII.3.2.1 Dispositions constructives

Les caractéristiques de la platine utilisée pour cet assemblage sont données comme suit :

- Hauteur : $h = 490 \text{ mm}$
- Largeur : $b = 160 \text{ mm}$
- Epaisseur : $t = 20 \text{ mm}$
- Résistance de calcul : $f_y = 235 \text{ MPa}$
- Niveau du premier boulon extrémité supérieure de la platine d'about : $h_1 = 54 \text{ mm}$
- Entraxe : $p_i = 75 \text{ mm}$

Remarque :

La hauteur de la platine doit être supérieure à la hauteur de la poutre IPE 330 pour assurer une bonne liaison entre les éléments assemblés et faciliter le boulonnage.

Le jarret est réalisé à partir des chutes des profilés, par conséquent ses caractéristiques sont similaires à la poutre à laquelle il est relié. Si une poutre est renforcée par des jarrets, il convient que ceux-ci soient tels que :

- La nuance d'acier du jarret soit identique à celle de la barre ;
- La dimension de semelle et l'épaisseur d'âme du jarret ne soient pas inférieures à celles de la poutre ;
- L'angle entre la semelle de jarret et la semelle de la barre ne soit pas supérieur à 45° ;
- La longueur d'appui rigide soit prise égale à l'épaisseur de la semelle de jarret parallèlement à la poutre.

Les caractéristiques des boulons et leurs dispositions sont illustrées sur le tableau suivant :

Tableau VII.6 : Caractéristiques des boulons

Classe du boulon	Diamètre d (mm)	Aire de la section du boulon $A_v(\text{cm}^2)$	Aire de la section efficace $A_s(\text{cm}^2)$	Résistance à la traction f_{ub} (MPa)	Nombre de colonnes des boulons	Nombre de rangées des boulons
10.9	18	2.54	1.92	1000	2	4

VII.3.2.2 Résistance panneau d'âme de poteau en cisaillement

Pour un assemblage unilatéral, ou pour un assemblage bilatéral où les hauteurs de poutres sont similaires, il convient de calculer la résistance de calcul plastique au cisaillement $V_{wp,Rd}$ d'un panneau d'âme de poteau non raidi soumis à un effort tranchant de calcul $V_{wp,Sd}$, au moyen de l'expression :

$$V_{wp,Sd} < V_{wp,Rd} = \frac{0.9 f_y A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{m0}}$$

Sachant que : A_{vc} : Aire de cisaillement du poteau

L'effort tranchant de calcul au niveau de l'âme du poteau $V_{wp,Sd}$ est déterminé par :

$$V_{wp,Sd} = \frac{(M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed})}{z} - \frac{(V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed})}{2}$$

Où :

- $M_{b1,Ed}$, $M_{b2,Ed}$: Moments fléchissant au niveau des appui gauche et droit du poteau;
- $V_{c1,Ed}$, $V_{c2,Ed}$: Effort tranchant à gauche et à droite du poteau ;
- z : bras de levier pris égale à la distance entre le centre de compression (aligner avec la mi-épaisseur de la semelle comprimé) et un point situé à mi-distance entre les rangées de boulons.

On obtient les résultats suivants :

Tableau VII.7 : Résultats de calcul de résistance du panneau d'âme en cisaillement

$M_{b1,Ed}$ (KN.m)	$M_{b2,Ed}$ (KN.m)	$V_{c1,Ed}$ (KN)	$V_{c2,Ed}$ (KN)	z (mm)	$V_{wp,Sd}$ (KN)	A_{vc} (cm ²)	$V_{wp,Rd}$ (KN)
119.78	557.02	129.94	-110.53	382	-1263.71	110.8	1426.62

$V_{wp,Sd} < V_{wp,Rd}$, condition vérifiée, donc l'âme du poteau ne cours pas de risque vis-à-vis du cisaillement.

VII.3.2.3 Résistance des semelles et l'âme de poutre en compression

La résultante de la résistance de calcul à la compression d'une semelle de poutre et de la zone comprimée adjacente de l'âme de la poutre peut être considérée comme agissant au niveau du centre de compression. La résistance de calcul à la compression de la semelle et de l'âme de poutre combinées est donnée par l'expression suivante :

$$F_{c,Sd} < F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h - t_{fb}}$$

avec:

- h : Hauteur de la poutre attachée ;
- t_{fb} : Épaisseur de semelle de la poutre attachée ;
- $M_{c,Rd}$: Moment résistant de calcul de la section transversale de poutre ($M_{pl,Rd}$).

Dans cet assemblage, l'effort de compression dans les poutres est très faible donc il n'y a pas lieu de vérifier cette condition de résistance.

VII.3.2.4 Résistance de l'assemblage à la flexion

Le moment résistant d'un assemblage quelconque peut être calculé à partir de la répartition des efforts dans cet assemblage et des résistances de ses composants de base à ces efforts. Le moment résistant $M_{j,Rd}$ d'un assemblage poutre-poteau avec attache boulonnée par platine d'about peut être déterminé par :

$$M_{j,Rd} = \sum h_r F_{tr,Rd}$$

Où :

- h_r : Distance entre la rangée r de boulons et le centre de compression ;
- $F_{tr,Rd}$: Résistance de calcul à la traction efficace de la rangée r de boulons ;

La modélisation des composantes d'un assemblage boulonné par platine d'extrémité pour calculer la rigidité et la résistance est un problème complexe. L'approche de l'Eurocode 3 a rendu ce problème abordable en utilisant le tronçon en T équivalent (voir figure suivante). Ce dernier est utilisé pour modéliser les différentes composantes.

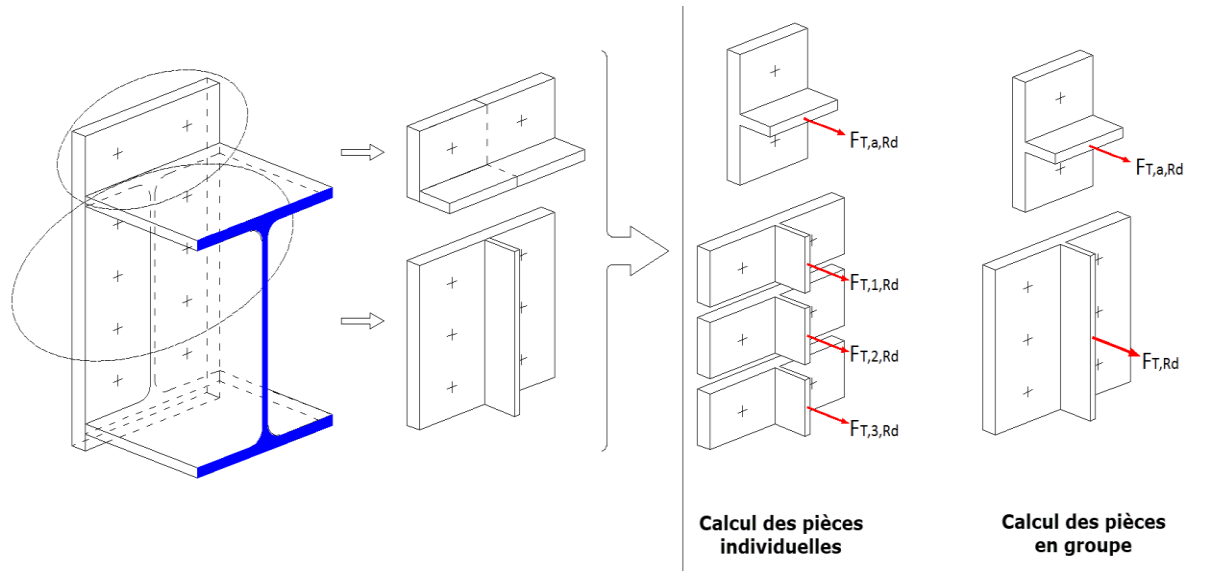


Figure VII.6 : Concept du tronçon en T

Dans le domaine plastique (calcul de résistance), trois modes de ruines sont envisagés. Ces modes de ruines sont conditionnés par la résistance de la semelle du tronçon en flexion et des boulons en traction. Ces trois modes de ruine sont représentés d'une manière simple par la ruine plastique de la platine (mode1), la ruine mixte de la platine et des boulons (mode 2) ou la ruine des boulons (mode 3). La résistance à considérer est celle donnée par la valeur minimale de ruine des trois modes $F_{tr,Rd} = \min(F_{tr,Rd,1}, F_{tr,Rd,2}, F_{tr,Rd,3})$, celles-ci sont données par les équations :

Mode 1 :

$$F_{tr,Rd,1} = \frac{4M_{pl} + 2M_{bp}}{m}$$

Mode 2 :

$$F_{tr,Rd,2} = \frac{M_{pl} + n \sum B_{t,Rd}}{m + n}$$

Mode 3 :

$$F_{tr,Rd,3} = \sum B_{t,Rd}$$

Où : $F_{tr,Rd}$ est la résistance à la traction de la rangée r de boulon, $B_{t,Rd}$ est la résistance au poinçonnement d'un boulon, M_{pl} et M_{bp} sont les moments plastiques de la semelle et de la platine, respectivement, n est la distance entre l'axe du boulon et l'extrémité du tronçon en t, m est la distance tel que montrée sur la figure ci-dessous.

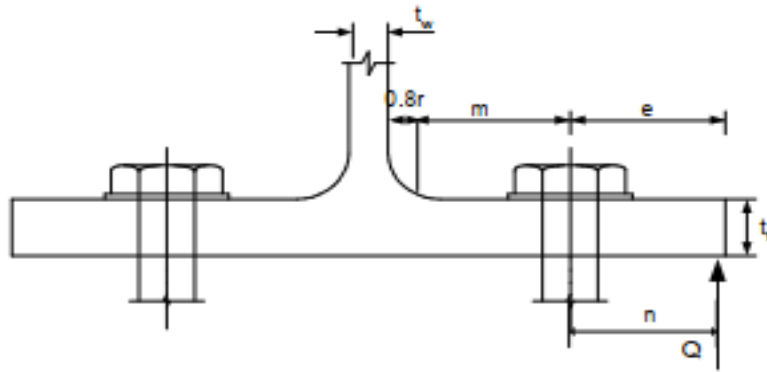


Figure VII.7 : Distances m et n du tronçon en T

Le calcul numérique aboutit aux résultats suivants :

Tableau VII.8 : Forces de traction dans chaque rangée de boulon

Rangée	1	2	3	4
$F_{tr,Rd}$ (KN)	129.10	129.10	129.10	129.10
h_r (mm)	420	345	270	195

La résistance de l'assemblage au moment de flexion est :

$$\Rightarrow M_{j,Rd} = \sum h_r F_{tr,Rd} = 158.73 \text{ KN.m}$$

Le moment de flexion sollicitant est :

$$M_{Sd} = 119.78 \text{ KN.m}$$

et donc : $M_{b,Ed} < M_{j,Rd}$, on déduit que l'assemblage résiste aux sollicitations de flexion.

VII.3.2.5 Résistance de l'assemblage au cisaillement

Afin de vérifier l'assemblage au cisaillement, il est nécessaire de vérifier les boulons à l'interaction cisaillement-traction comme toutes les rangées participent à la résistance en moment. Les efforts de cisaillement sont supposés répartis uniformément sur les boulons alors que ceux de traction dépendent de l'effort que chaque rangée reprend.

La résistance de l'assemblage au cisaillement est donnée par :

$$V_{Sd} < V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$$

Sachant que :

- n_h représente le nombre de rangée de boulon, $n_h = 4$;
- $F_{vj,Rd}$ représente la résistance réduite d'une rangée de boulon et donnée par :

$$F_{vj,Rd} = \min \left(n_h F_{v,Ed} \left(1 - \frac{F_{tj,Ed}}{1.4 n_h F_{t,Rd,max}} \right); n_h F_{v,Rd}; n_h F_{b,Rd} \right)$$

Avec :

- $F_{v,Ed}$: Effort tranchant résultant dans le boulon ;

- $F_{tj,Ed}$: Effort de traction maximal dans la rangée de boulons, calculé comme suit :

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$
- $F_{tj,Ed,N}$: Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial en traction pure ;
- $F_{tj,Ed,M}$: Effort dans une rangée de boulons dû au moment de flexion ;
- $F_{t,Rd,max}$: Résistance d'un boulon à la traction ;
- $F_{v,Rd}$: Résistance d'un boulon au cisaillement ;
- $F_{b,Rd}$: Résistance d'un boulon en pression diamétrale ;

Les résultats sont comme suit :

Tableau VII.9 : Effort de traction dans chaque rangée de boulon

Rangée	1	2	3	4
$F_{tj,Ed,N}$ (KN)	1.34	1.34	1.34	1.34
$F_{tj,Ed,M}$ (KN)	97.42	97.42	97.42	97.42
$F_{tj,Ed}$ (KN)	98.76	98.76	98.76	98.76

$$F_{t,Rd,max} = 138.24 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = 122.15 \text{ KN}$$

$$F_{b,Rd} = 262.8 \text{ KN}$$

$$F_{vj,Rd} = 181.96 \text{ KN (pour toutes les rangées)}$$

$$V_{j,Rd} = 727.84 \text{ KN}$$

$\Rightarrow V_{Sd} = 122.68 \text{ KN} < V_{j,Rd}$, donc l'assemblage résiste bien au cisaillement.

VII.3.2.6 Résistance des soudures

Il convient de déterminer la résistance de calcul d'une soudure d'angle soit par la méthode directionnelle, ou la méthode simplifiée donnée dans l'article 4.5.3 de l'Eurocode 3 partie 1-8, nous avons choisi d'utiliser la méthode directionnelle.

Dans cette méthode, les forces transmises par une longueur unitaire de soudure sont décomposées en composants parallèles et transversaux à l'axe longitudinal de la soudure et perpendiculaires et transversaux au plan de sa gorge. Il est supposé une distribution uniforme des contraintes dans la section de gorge de la soudure, ce qui conduit aux contraintes normales et aux contraintes de cisaillement illustrées par la Figure VII.5, comme suit :

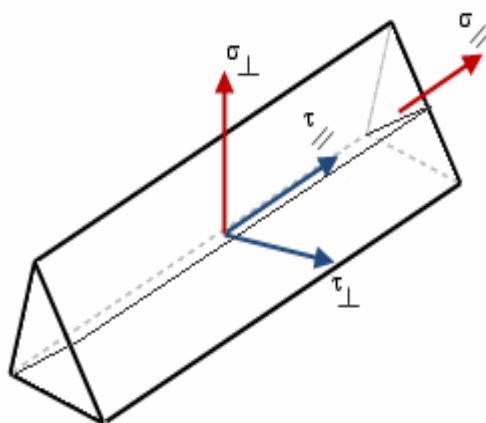


Figure VII.8 : Contraintes exercées sur la section de gorge d'une soudure

Avec :

- σ_{\perp} : Contrainte normale perpendiculaire à la gorge(section de la soudure) ;
- σ_{\parallel} : Contrainte normale parallèle à l'axe de la soudure ;
- τ_{\perp} : Contrainte tangente perpendiculaire à l'axe de la soudure ;
- τ_{\parallel} : Contrainte tangente parallèle à l'axe de la soudure ;

La résistance de la soudure d'angle sera suffisante si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{m2}} \text{ et } \sigma_{\perp} \leq \frac{0,9f_u}{\gamma_{m2}}$$

Sachant que :

- f_u : Résistance nominale ultime à la traction de la pièce assemblée la plus faible ;
- β_w : Facteur de corrélation associé à la nuance d'acier , $\beta_w = 0.8$ (acier S235).

La contrainte normale parallèle à l'axe n'est pas prise en considération pour la vérification de la résistance de la soudure, on obtient :

Tableau VII.10 : Contraintes exercées sur la soudure

$\sigma_{\perp} (MPa)$	$\tau_{\perp} (MPa)$	$\tau_{\parallel} (MPa)$	$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5}$	$\frac{f_u}{\beta_w \gamma_{m2}}$	$\frac{0,9f_u}{\gamma_{m2}}$
52.90	52.90	25.7	114.79	365	262.8

Les conditions $[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{m2}}$ et $\sigma_{\perp} \leq \frac{0,9f_u}{\gamma_{m2}}$ sont satisfaites donc on peut conclure que les soudures de cet assemblage résistent aux différentes contraintes appliquées.

VII.3.3 Assemblage poteau-poutre principale (HEB 600-IPE 360)

Cet assemblage est réalisé avec les mêmes éléments que l'assemblage précédant, avec une légère modification des dimensions des pièces d'assemblage en raison de l'augmentation de la section de la poutre, et les efforts appliqués. Le schéma est donné comme suit :

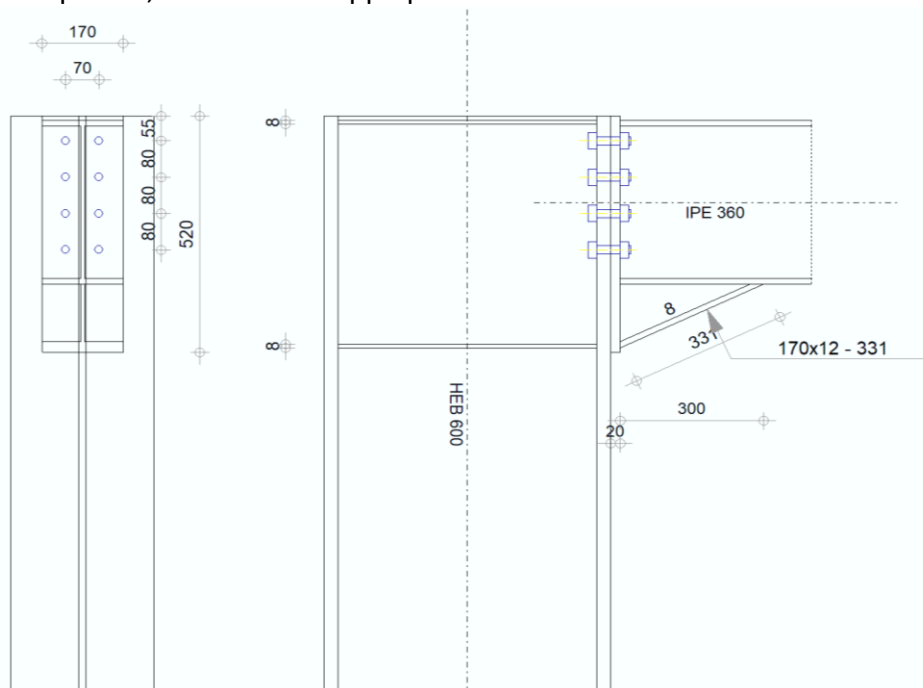


Figure VII.9 : Schéma assemblage HEB 600 – IPE 360 (Autodesk Robot)

VII.3.3.1 Dispositions constructives

Les caractéristiques de la platine utilisée pour cet assemblage sont données comme suit :

- Hauteur : $h = 520 \text{ mm}$
- Largeur : $b = 170 \text{ mm}$
- Epaisseur : $t = 20 \text{ mm}$
- Résistance de calcul : $f_y = 235 \text{ MPa}$
- Niveau du premier boulon extrémité supérieure de la platine d'about : $h_1 = 55 \text{ mm}$
- Entraxe : $p_i = 80 \text{ mm}$

Les caractéristiques des boulons et leurs dispositions sont illustrées sur le tableau suivant :

Tableau VII.11 : Caractéristiques des boulons

Classe du boulon	Diamètre d (mm)	Aire de la section du boulon A_v (cm ²)	Aire de la section efficace A_s (cm ²)	Résistance à la traction f_{ub} (MPa)	Nombre de colonnes des boulons	Nombre de rangées des boulons
10.9	18	2.54	1.92	1000	2	4

VII.3.3.2 Résistance panneau d'âme de poteau en cisaillement

La condition à satisfaire est :

$$V_{wp,Sd} < V_{wp,Rd} = \frac{0.9 f_y A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{m0}}$$

L'effort tranchant de calcul au niveau de l'âme du poteau $V_{wp,Sd}$ est déterminé par :

$$V_{wp,Sd} = \frac{(M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed})}{z} - \frac{(V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed})}{2}$$

On obtient les résultats suivants :

Tableau VII.12 : Résultats de calcul de résistance du panneau d'âme en cisaillement

$M_{b1,Ed}$ (KN.m)	$M_{b2,Ed}$ (KN.m)	$V_{c1,Ed}$ (KN)	$V_{c2,Ed}$ (KN)	z (mm)	$V_{wp,Sd}$ (KN)	A_{vc} (cm ²)	$V_{wp,Rd}$ (KN)
151.71	65.50	48.44	16.31	409	194.88	110.81	1422.14

La condition $V_{wp,Sd} < V_{wp,Rd}$ est vérifiée donc l'âme du poteau ne court pas de risque au cisaillement .

Remarque :

L'effort de compression dans les poutres est très faible donc il y'a pas lieu de vérifier la résistance de compression de l'âme et la semelle de la poutre.

VII.3.3.3 Résistance de l'assemblage à la flexion

Il convient de vérifier la condition suivante :

$$M_{b,Ed} < M_{j,Rd} = \sum h_r F_{tr,Rd}$$

Le calcul numérique donne les résultats suivants :

Tableau VII.13 : Forces de traction dans chaque rangée de boulon

Rangée	1	2	3	4
$F_{tr,Rd} (KN)$	129.10	129.10	129.10	129.10
$h_r(mm)$	449	369	289	209

La résistance de l'assemblage au moment de flexion est :

$$M_{j,Rd} = \sum h_r F_{tr,Rd} = 163.73 \text{ KN.m}$$

Le moment de flexion sollicitant est :

$$M_{b,Ed} = M_{Sd} = 151.71 \text{ KN.m}$$

⇒ $M_{b,Ed} < M_{j,Rd}$, on déduit que l'assemblage résiste aux sollicitations de flexion.

VII.3.3.4 Résistance de l'assemblage au cisaillement

La résistance de l'assemblage au cisaillement doit satisfaire :

$$V_{Sd} < V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$$

Les résultats sont comme suit :

Tableau VII.14 : Effort de traction dans chaque rangée de boulon

Rangée	1	2	3	4
$F_{tj,Ed,N} (KN)$	5.3	5.3	5.3	5.3
$F_{tj,Ed,M} (KN)$	115.39	115.39	115.39	115.39
$F_{tj,Ed}(KN)$	98.76	98.76	98.76	98.76

$$F_{t,Rd,max} = 138.24 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = 122.15 \text{ KN}$$

$$F_{b,Rd} = 262.8 \text{ KN}$$

$$F_{vj,Rd} = 174.81 \text{ KN (pout toutes les rangées)}$$

$$V_{j,Rd} = 699.24 \text{ KN}$$

⇒ $V_{Sd} = 117.41 \text{ KN} < V_{j,Rd}$, donc l'assemblage résiste bien au cisaillement.

VII.3.3.5 Résistance des soudures

on obtient :

Tableau VII.15 : Contraintes exercées sur la soudure

$\sigma_{\perp}(MPa)$	$\tau_{\perp}(Mpa)$	$\tau_{\parallel}(Mpa)$	$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5}$	$\frac{f_u}{\beta_w \gamma_{m2}}$	$\frac{0,9f_u}{\gamma_{m2}}$
58.55	58.55	23	123.69	365	262.8

Les conditions $[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{m2}}$ et $\sigma_{\perp} \leq \frac{0,9f_u}{\gamma_{m2}}$ sont satisfaites donc on peut conclure que les soudures de cet assemblage résistent aux différentes contraintes appliquées.

VII.3.4 Assemblage poteau-poutre principale (HEB 600-IPE 600)

le schéma de l'assemblage est illustré sur la figure suivante :

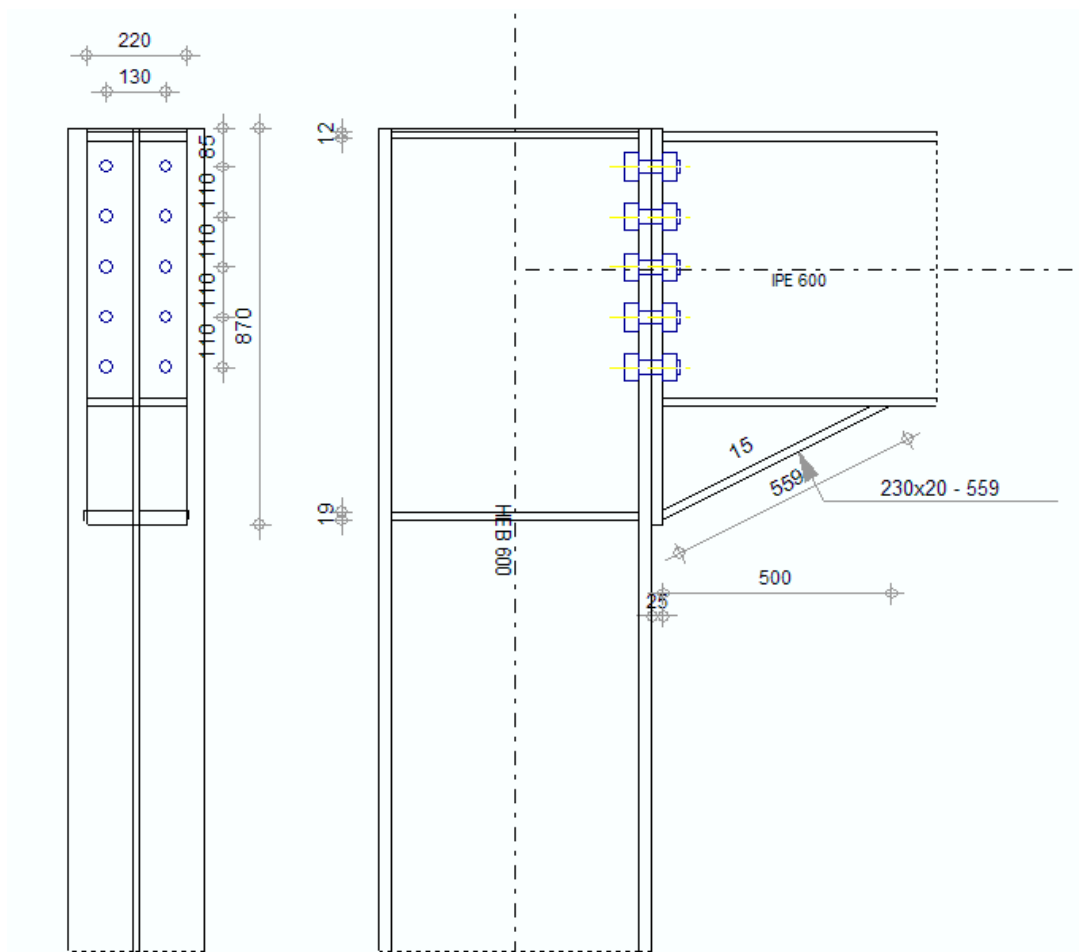


Figure VII.10 : Schéma assemblage HEB 600 – IPE 600 (Autodesk Robot)

VII.3.4.1 Dispositions constructives

Les caractéristiques de la platine utilisée pour cet assemblage sont données comme suit :

- Hauteur : $h = 870 \text{ mm}$
- Largeur : $b = 220 \text{ mm}$

- Epaisseur : $t = 25 \text{ mm}$
- Résistance de calcul : $f_y = 235 \text{ MPa}$
- Niveau du premier boulon extrémité supérieure de la platine d'about : $h_1 = 85 \text{ mm}$
- Entraxe : $p_i = 110 \text{ mm}$

Les caractéristiques des boulons et leurs dispositions sont illustrées sur le tableau suivant :

Tableau VII.16 : Caractéristiques des boulons

Classe du boulon	Diamètre d (mm)	Aire de la section du boulon $A_v(\text{cm}^2)$	Aire de la section efficace $A_s(\text{cm}^2)$	Résistance à la traction f_{ub} (MPa)	Nombre de colonnes des boulons	Nombre de rangées des boulons
10.9	30	7.07	5.61	1000	2	5

VII.3.4.2 Résistance panneau d'âme de poteau en cisaillement

La condition à satisfaire est :

$$V_{wp,Sd} < V_{wp,Rd} = \frac{0.9 f_y A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{m0}}$$

L'effort tranchant de calcul au niveau de l'âme du poteau $V_{wp,Sd}$ est déterminé par :

$$V_{wp,Sd} = \frac{(M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed})}{z} - \frac{(V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed})}{2}$$

On obtient les résultats suivants :

Tableau VII.17 : Résultats de calcul de résistance du panneau d'âme en cisaillement

$M_{b1,Ed}$ (KN.m)	$M_{b2,Ed}$ (KN.m)	$V_{c1,Ed}$ (KN)	$V_{c2,Ed}$ (KN)	z (mm)	$V_{wp,Sd}$ (KN)	A_{vc} (cm^2)	$V_{wp,Rd}$ (KN)
531.96	98.91	109.16	-148.83	709	481.95	110.81	1401.75

La condition $V_{wp,Sd} < V_{wp,Rd}$ est vérifiée donc l'âme du poteau ne cours pas de risque au cisaillement .

L'effort de compression dans les poutres est très faible donc il y'a pas lieu de vérifier la résistance de compression de l'âme et la semelle de la poutre.

VII.3.4.3 Résistance de l'assemblage à la flexion

Le calcul numérique donne les résultats suivants :

Tableau VII.18 : Forces de traction dans chaque rangée de boulon

Rangée	1	2	3	4	5
$F_{tr,Rd}$ (KN)	807.84	807.84	807.84	807.84	807.84
h_r (mm)	764	654	544	434	324

La résistance de l'assemblage au moment de flexion est :

$$M_{j,Rd} = \sum h_r F_{tr,Rd} = 760.65 \text{ KN.m}$$

Le moment de flexion sollicitant est :

$$M_{b,Ed} = M_{Sd} = 531.96 \text{ KN.m}$$

et donc : $M_{b,Ed} < M_{j,Rd}$, on déduit que l'assemblage résiste aux sollicitations de flexion.

VII.3.4.4 Résistance de l'assemblage au cisaillement

la résistance de l'assemblage au cisaillement doit satisfaire :

$$V_{Sd} < V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$$

Les résultats sont comme suit :

Tableau VII.19 : Effort de traction dans chaque rangée de boulon

Rangée	1	2	3	4	5
$F_{tj,Ed,N} (KN)$	3.45	3.45	3.45	3.45	3.45
$F_{tj,Ed,M} (KN)$	448.15	122.01	101.48	80.96	60.43
$F_{tj,Ed} (KN)$	451.60	125.46	104.94	84.41	63.88
$F_{vj,Rd} (KN)$	407.62	603.31	615.62	627.94	640.26

$$F_{t,Rd,max} = 403.92 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = 339.29 \text{ KN}$$

$$F_{b,Rd} = 471.46 \text{ KN}$$

$$V_{j,Rd} = 2894.75 \text{ KN}$$

$V_{Sd} = 250.04 \text{ KN} < V_{j,Rd}$, donc l'assemblage résiste bien au cisaillement.

VII.3.4.5 Résistance des soudures

On trouve :

Tableau VII.20 : Contraintes exercées sur la soudure

$\sigma_{\perp} (MPa)$	$\tau_{\perp} (MPa)$	$\tau_{\parallel} (MPa)$	$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5}$	$\frac{f_u}{\beta_w \gamma_{m2}}$	$\frac{0,9f_u}{\gamma_{m2}}$
65.17	65.17	8.87	131.24	365	262.8

Les conditions $[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{m2}}$ et $\sigma_{\perp} \leq \frac{0,9f_u}{\gamma_{m2}}$ sont satisfaites donc on peut conclure que les soudures de cet assemblage résistent aux différentes contraintes appliquées.

VII.4 Assemblage poutre-solive

Ce type d'assemblage constitue généralement une liaison articulée entre la poutre et la solive de plancher. Les solives sont fixées sur la poutre par des cornières boulonnées (les âmes sont reliées, les semelles sont libres). Il y a un jeu entre les solives et la poutre, pour assurer la continuité de la solive de plancher, on réalise une grugeage (Le grugeage est une opération

de découpage basée sur le même principe que le poinçonnage et est appliqué pour créer des entailles de formes diverses sur des profilés) afin d'assurer le passage de l'aile de la poutre.

VII.4.1 Assemblage poutre principale-solive (IPE 600-IPE 140)

Cet assemblage est réalisé à l'aide d'une cornière à ailes inégales boulonnée aux âmes des deux éléments. Le schéma de l'assemblage est illustré dans la figure ci-dessous :

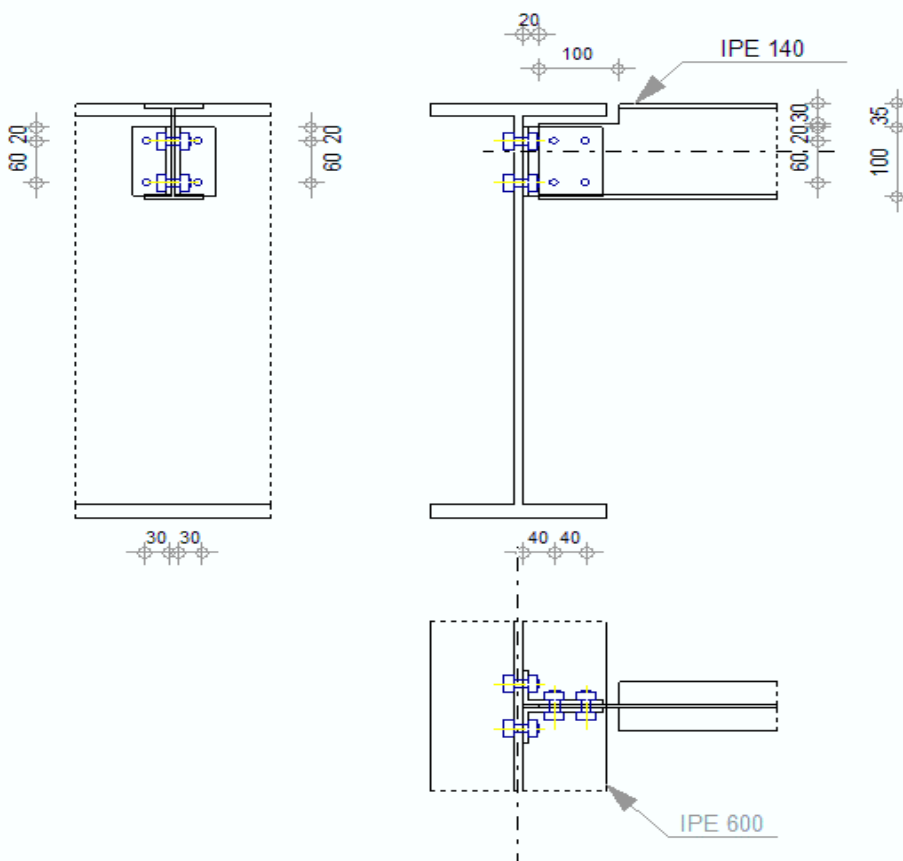


Figure VII.11 : Schéma assemblage IPE 600 – IPE 140 (Autodesk Robot)

VII.4.1.1 Dispositions constructives

La cornière est de type à ailes inégales CAI 100x50x6 ayant les caractéristiques suivantes :

- Hauteur : $h = 100 \text{ mm}$
- Largeur : $b = 50 \text{ mm}$
- Epaisseur : $t = 10 \text{ mm}$
- Résistance de calcul : $f_y = 235 \text{ MPa}$
- Niveau du premier boulon : $e_1 = 20 \text{ mm}$
- Entraxe : $p_1 = 60 \text{ mm}$

Les caractéristiques des boulons et leurs dispositions sont illustrées sur le tableau suivant :

Tableau VII.21 : Caractéristiques des boulons

	Classe du boulon	Diamètre d (mm)	Aire de la section du boulon $A_v(\text{cm}^2)$	Aire de la section efficace $A_s(\text{cm}^2)$	Résistance à la traction f_{ub} (MPa)	Nombre de colonnes des boulons	Nombre de rangées des boulons
Boulons assemblant la poutre à la cornière	10.9	12	1.13	0.84	1000	1	2
Boulons assemblant la solive à la cornière	10.9	12	1.13	0.84	1000	2	2

VII.4.1.2 Vérifications de résistance des boulons

Le calcul numérique a abouti aux résultats suivants :

Pour les boulons assemblant la poutre principale à la cornière :

Tableau VII.22 : Forces agissantes sur les boulons assemblant la solive à la cornière

$F_{v,Rd}$ (KN)	$F_{t,Rd}$ (KN)	$F_{b,Rd1}$ (KN)		$F_{b,Rd2}$ (KN)		$F_{v,Sd}$ (KN)	$F_{t,Sd}$ (KN)	$F_{x,Sd}$ (KN)	$F_{z,Sd}$ (KN)
		Suivant l'axe x	Suivant l'axe z	Suivant l'axe x	Suivant l'axe z				
54.29	60.48	105.12	105.12	26.95	26.95	9.81	14.71	7.2	7.2

$$F_{b,Rdx} = \min(F_{b,Rd1x} ; F_{b,Rd2x}) = 26.95 \text{ KN} \text{ et } F_{b,Rdz} = \min(F_{b,Rd1z} ; F_{b,Rd2z}) = 26.95 \text{ KN}$$

On procède aux vérifications :

- $F_{x,Sd} = 7.2 \text{ KN} \leq F_{b,Rdx} = 26.95 \text{ KN}$ (Vérifiée)
- $F_{z,Sd} = 7.2 \text{ KN} \leq F_{b,Rdz} = 26.95 \text{ KN}$ (Vérifiée)
- $F_{t,Sd} = 14.71 \text{ KN} \leq F_{t,Rd} = 60.48 \text{ KN}$ (Vérifiée)
- $F_{v,Sd} = 9.81 \text{ KN} \leq F_{v,Rd} = 54.29 \text{ KN}$ (Vérifiée)
- $\frac{F_{t,Sd}}{1.4F_{t,Rd}} + \frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} = 0.35 \leq 1$ (Vérifiée)

Pour les boulons assemblant la cornière à la solive :

Tableau VII.23 : Forces agissantes dans les boulons assemblant la poutre à la cornière

$F_{v,Rd}$ (KN)	$F_{t,Rd}$ (KN)	$F_{b,Rd1}$ (KN)		$F_{b,Rd2}$ (KN)		$F_{v,Sd}$ (KN)	$F_{t,Sd}$ (KN)	$F_{x,Sd}$ (KN)	$F_{z,Sd}$ (KN)
		Suivant l'axe x	Suivant l'axe z	Suivant l'axe x	Suivant l'axe z				
108.57	/	21.11	26.39	53.91	53.91	16.89	0	10.21	13.46

$$F_{b,Rdx} = \min(F_{b,Rd1x} ; F_{b,Rd2x}) = 21.11 \text{ KN} , F_{b,Rdz} = \min(F_{b,Rd1z} ; F_{b,Rd2z}) = 26.39 \text{ KN}$$

$$- F_{x,Sd} = 10.21 \text{ KN} \leq F_{b,Rdx} = 21.11 \text{ KN} \text{ (Vérifiée)}$$

$$- F_{z,Sd} = 13.46 \text{ KN} \leq F_{b,Rdz} = 26.39 \text{ KN} \text{ (Vérifiée)}$$

$$- F_{v,Sd} = 16.89 \text{ KN} \leq F_{v,Rd} = 108.57 \text{ KN} \text{ (Vérifiée)}$$

Donc les boulons choisis et leur disposition répondent aux exigences de résistance.

VII.4.1.3 Vérification des sections au cisaillement de bloc pour un effort axial

On obtient les résultats suivants :

Tableau VII.24 : Vérification au cisaillement de bloc pour un effort axial

Élément	$A_{nt}(cm^2)$	$A_{nv}(cm^2)$	$V_{eff,Rd}(KN)$	$N_{b,Sd}(KN)$	$N_{b,Sd} < V_{eff,Rd}$
Cornière	2.82	4.86	148.28	0.06	Vérifiée
Poutre	2.21	3.81	116.16	0.13	Vérifiée

On déduit que les sections de la poutre et de la cornière n'ont aucun risque à l'effet de cisaillement par bloc pour un effort axial, et leurs sections ne sont pas affaiblies par la présence de trous.

VII.4.1.4 Vérification des sections au cisaillement de bloc pour un effort transversal

la même vérification est menée pour un effort transversal (effort tranchant), on obtient les résultats suivants :

Tableau VII.25 : Vérification au cisaillement de bloc pour un effort transversal

Élément	$A_{nt}(cm^2)$	$A_{nv}(cm^2)$	$V_{eff,Rd}(KN)$	$V_{b,Sd}(KN)$	$V_{b,Sd} < V_{eff,Rd}$
Cornière	2.43	3.63	84.73	13.35	Vérifiée
Poutre	1.9	3.08	69.56	26.69	Vérifiée

On déduit que les sections de la poutre et de la cornière n'ont aucun risque à l'effet de cisaillement par bloc pour un effort transversal.

VII.4.2 Assemblage poutre principale-solive (IPE360-IPE 140)

Cet assemblage est réalisé à l'aide d'une cornière à ailes inégales boulonnée aux âmes des deux éléments. Le schéma de l'assemblage est illustré dans la figure ci-dessous :

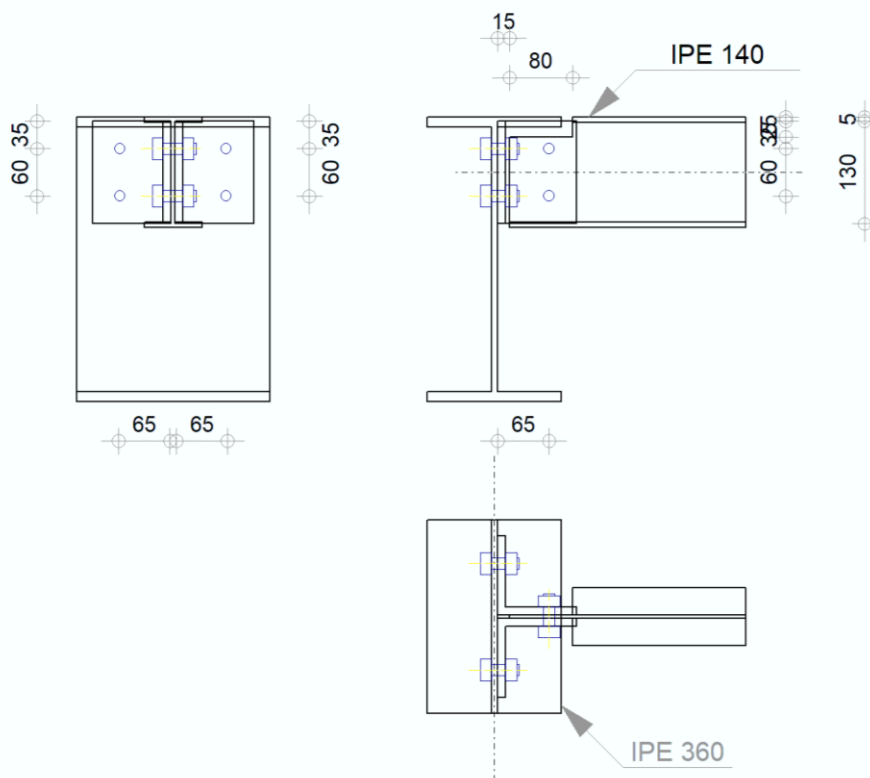


Figure VII.12 : Schéma assemblage IPE 360 – IPE 140 (Autodesk Robot)

VII.4.2.1 Dispositions constructives

La cornière est de type à ailes égales CAE 100x100x10 ayant les caractéristiques suivantes :

- Hauteur : $h = 100 \text{ mm}$
- Largeur : $b = 100 \text{ mm}$
- Epaisseur : $t = 10 \text{ mm}$
- Résistance de calcul : $f_y = 235 \text{ MPa}$
- Niveau du premier boulon : $e_1 = 35 \text{ mm}$
- Entraxe : $p_1 = 60 \text{ mm}$

Les caractéristiques des boulons et leurs dispositions sont illustrées sur le tableau suivant :

Tableau VII.26 : Caractéristiques des boulons

	Classe du boulon	Diamètre d (mm)	Aire de la section du boulon $A_v(\text{cm}^2)$	Aire de la section efficace $A_s(\text{cm}^2)$	Résistance à la traction f_{ub} (MPa)	Nombre de colonnes des boulons	Nombre de rangées des boulons
Boulons assemblant la poutre à la cornière	10.9	14	1.15	1.54	1000	1	2
Boulons assemblant la solive à la cornière	10.9	14	1.15	1.54	1000	1	2

VII.4.2.2 Vérifications de résistance des boulons

Le calcul numérique a abouti aux résultats suivants :

Pour les boulons assemblant la poutre principale à la cornière :

Tableau VII.27 : Forces agissantes sur les boulons assemblant la solive à la cornière

$F_{v,Rd}$ (KN)	$F_{t,Rd}$ (KN)	$F_{b,Rd1}$ (KN)		$F_{b,Rd2}$ (KN)		$F_{v,Sd}$ (KN)	$F_{t,Sd}$ (KN)	$F_{x,Sd}$ (KN)	$F_{z,Sd}$ (KN)
73.8	82.8	Suivant l'axe x	Suivant l'axe z	Suivant l'axe x	Suivant l'axe z	9.08	8.71	8.3	3.7
		81.76	72.68	79.49	79.49				

$$F_{b,Rdx} = \min(F_{b,Rd1x} ; F_{b,Rd2x}) = 79.49 \text{ KN} \text{ et } F_{b,Rdz} = \min(F_{b,Rd1z} ; F_{b,Rd2z}) = 72.68 \text{ KN}$$

On procède aux vérifications :

- $F_{x,Sd} \leq F_{b,Rdx}$ (Vérifiée)
- $F_{z,Sd} \leq F_{b,Rdz}$ (Vérifiée)
- $F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd}$ (Vérifiée)
- $F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$ (Vérifiée)
- $\frac{F_{t,Sd}}{1.4F_{t,Rd}} + \frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} = 0.2 \leq 1$ (Vérifiée)

Pour les boulons assemblant la cornière à la solive :

Tableau VII.28 : Forces agissantes sur les boulons assemblant la poutre à la cornière

$F_{v,Rd}$ (KN)	$F_{t,Rd}$ (KN)	$F_{b,Rd1}$ (KN)		$F_{b,Rd2}$ (KN)		$F_{v,Sd}$ (KN)	$F_{t,Sd}$ (KN)	$F_{x,Sd}$ (KN)	$F_{z,Sd}$ (KN)
147.8	/	Suivant l'axe x	Suivant l'axe z	Suivant l'axe x	Suivant l'axe z	18.93	0	17.43	7.39
		21.13	16.01	158.98	158.98				

$$F_{b,Rdx} = 21.13 \text{ KN} \text{ et } F_{b,Rdz} = 16.01 \text{ KN}$$

- $F_{x,Sd} \leq F_{b,Rdx}$ (Vérifiée)
- $F_{z,Sd} \leq F_{b,Rdz}$ (Vérifiée)
- $F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$ (Vérifiée)

Donc les boulons choisis et leur disposition répondent aux exigences de résistance.

VII.4.2.3 Vérification des sections au cisaillement de bloc pour un effort axial

on obtient les résultats suivants :

Tableau VII.29 : Vérification au cisaillement de bloc pour un effort axial

Élément	$A_{nt}(cm^2)$	$A_{nv}(cm^2)$	$V_{eff,Rd}(KN)$	$N_{b,Sd}(KN)$	$N_{b,Sd} < V_{eff,Rd}$
Cornière	4.5	5.5	206.02	0.43	Vérifiée
Poutre	2.11	3.99	115.96	0.85	Vérifiée

On déduit que les sections de la poutre et de la cornière n'ont aucun risque à l'effet de cisaillement par bloc pour un effort axial.

VII.4.2.4 Vérification des sections au cisaillement de bloc pour un effort transversal

La même vérification est menée pour un effort transversal (effort tranchant), on obtient les résultats suivants :

Tableau VII.30 : Vérification au cisaillement de bloc pour un effort transversal

Élément	$A_{nt}(cm^2)$	$A_{nv}(cm^2)$	$V_{eff,Rd}(KN)$	$V_{b,sd}(KN)$	$V_{b,sd} < V_{eff,Rd}$
Cornière	2.75	7.25	138.5	7.39	Vérifiée
Poutre	2.0	3.64	78.58	14.78	Vérifiée

On conclut que les sections de la poutre et de la cornière n'ont aucun risque à l'effet de cisaillement par bloc pour un effort transversal, et leurs sections ne sont pas affaiblies par la présence de trous.

VII.4.3 Assemblage poutre principale-solive (IPE330-IPE 140)

On adopte la même disposition utilisée pour l'assemblage précédant car les efforts sollicitant cet assemblage sont presque similaires au précédent, de plus il est plus pratique d'avoir un assemblage identique pour plusieurs poutres (facilité de réalisation en chantier).

VII.5 Assemblage poteau-poteau (raboutage)

La plupart des profils métalliques sont livrés en longueurs de 12 m, et dans quelques cas en longueurs supérieures par certains producteurs. Par conséquent, à moins que l'immeuble ait moins de 4 étages, une simple longueur est généralement insuffisante. C'est pour cette raison qu'il est nécessaire de prévoir un joint de raboutage pour relier ces profilés.

Les joints de montage permettent de réaliser le raccordement de différentes parties d'un même poteau. les moyens de raccordement les plus utilisés sont : par soudure, par éclisses ou par platines.

VII.5.1 Assemblage poteau-poteau (HEB 600-HEB600)

L'assemblage est réalisé par des éclisses d'âme (plat métallique reliant deux éléments pour les assembler bout à bout ou renforcer leur assemblage) et des platines boulonnées dans chaque extrémité de poteau. le schéma de l'assemblage est montré sur la figure ci-dessous.

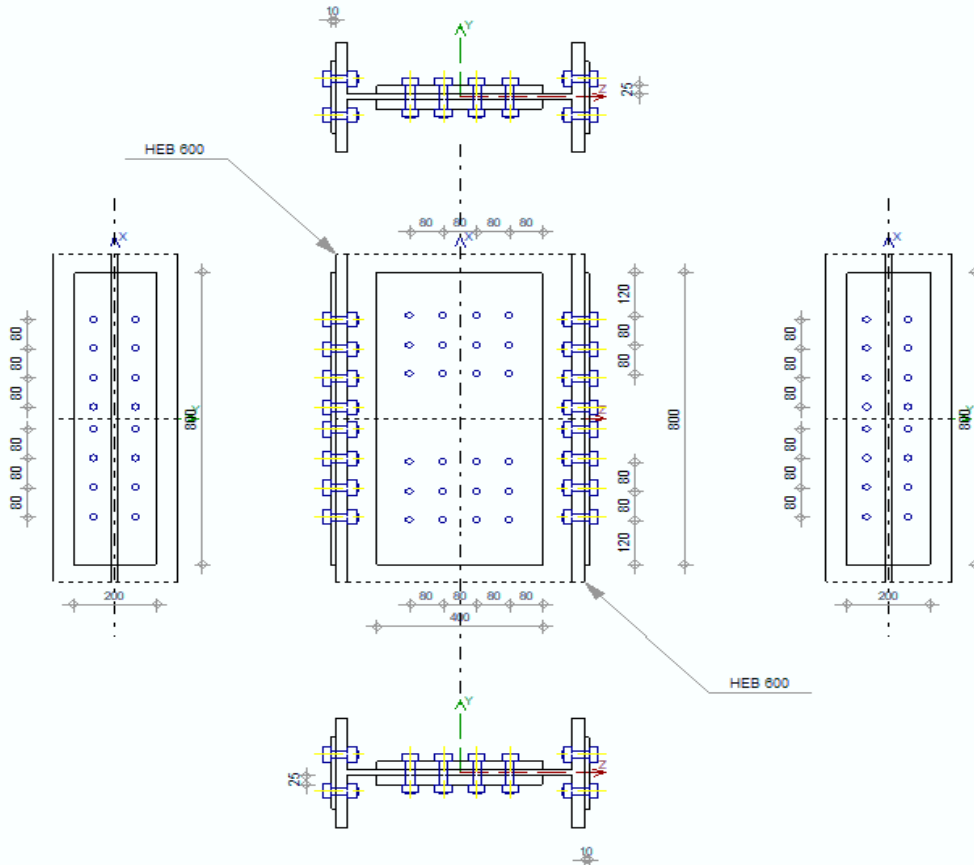


Figure VII.13 : Schéma assemblage HEB 600 – HEB600 (Autodesk Robot)

VII.5.1.1 Dispositions constructives

L'assemblage comporte deux éclisses, une sur chaque face d'âme de poteau, et deux platines reliant les semelles, le tout assemblé par boulonnage. Pour un aspect pratique l'assemblage est réalisé de façon symétrique. Les dimensions des éclisses d'âme sont données par :

- Longueur : $L = 800 \text{ mm}$
- Hauteur : $H = 400 \text{ mm}$
- Épaisseur : $t = 25 \text{ mm}$
- Résistance de calcul : $f_y = 235 \text{ MPa}$
- Niveau du premier boulon : $e_1 = 80 \text{ mm}$
- Entraxe : $p_1 = 80 \text{ mm}$
- Ecartement : $p_2 = 80 \text{ mm}$

Les dimensions des platines externes (gauche et droite) sont données par :

- Longueur : $L = 800 \text{ mm}$;
- Hauteur : $H = 200 \text{ mm}$;
- Épaisseur : $t = 25 \text{ mm}$;
- Résistance de calcul : $f_y = 235 \text{ MPa}$.
- Niveau du premier boulon : $e_1 = 30 \text{ mm}$;
- Entraxe : $p_1 = 80 \text{ mm}$;

Les caractéristiques des boulons et leurs dispositions sont illustrées sur le tableau suivant :

Tableau VII.31 : Caractéristiques des boulons

	Classe du boulon	Diamètre d (mm)	Aire de la section du boulon $A_v(\text{cm}^2)$	Aire de la section efficace $A_s(\text{cm}^2)$	Résistance à la traction f_{ub} (MPa)	Nombre de colonnes des boulons	Nombre de rangées des boulons
Boulons raccordant une éclisse à l'âme du poteau	HR 10.9	20	3.14	2.45	1000	6	8
Boulons raccordant une éclisse à la semelle du poteau	HR 10.9	20	3.14	2.45	1000	2	8

VII.5.1.2 Vérifications de résistance des boulons

Les boulons sont soumis seulement aux efforts de cisaillement. Pour les boulons raccordant une éclisse à l'âme du poteau, on trouve :

Tableau VII.32 : Forces agissantes sur les boulons assemblant une éclisse à l'âme du poteau

$F_{v,Rd}$ (KN)	$F_{t,Rd}$ (KN)	$F_{b,Rd1}$ (KN)		$F_{b,Rd2}$ (KN)		$F_{v,Sd}$ (KN)	$F_{t,Sd}$ (KN)	$F_{x,Sd}$ (KN)	$F_{z,Sd}$ (KN)
		Suivant l'axe x	Suivant l'axe z	Suivant l'axe x	Suivant l'axe z				
301.59	/	217.73	217.73	702.35	702.35	144.67	/	134.91	52.25

$$F_{b,Rdx} = 217.73 \text{ KN et } F_{b,Rdz} = 217.73 \text{ KN}$$

On procède aux vérifications :

- $F_{x,Sd} \leq F_{b,Rdx}$ (Vérifiée)
- $F_{z,Sd} \leq F_{b,Rdz}$ (Vérifiée)
- $F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$ (Vérifiée)

Pour les boulons raccordant une éclisse à la semelle du poteau:

Tableau VII.33 : Forces agissantes sur les boulons assemblant une éclisse à la semelle du poteau

$F_{v,Rd}$ (KN)	$F_{t,Rd}$ (KN)	$F_{b,Rd1}$ (KN)		$F_{b,Rd2}$ (KN)		$F_{v,Sd}$ (KN)	$F_{t,Sd}$ (KN)	$F_{x,Sd}$ (KN)	$F_{y,Sd}$ (KN)
		Suivant l'axe x	Suivant l'axe y	Suivant l'axe x	Suivant l'axe y				
150.8	/	199	371.11	351.17	276.52	64.19	/	64.15	2.48

$$F_{b,Rdx} = 199 \text{ KN et } F_{b,Rdy} = 276.52 \text{ KN}$$

- $F_{x,Sd} \leq F_{b,Rdx}$ (Vérifiée)

- $F_{y,Sd} \leq F_{b,Rdy}$ (Vérifiée)
- $F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$ (Vérifiée)

Donc les boulons choisis et leur disposition répondent aux exigences de résistance.

VII.5.1.3 Vérification des sections au cisaillement de bloc

on obtient les résultats suivants :

Tableau VII.34 : Vérification au cisaillement de bloc pour un effort axial

Élément	$A_{nt}(cm^2)$	$A_{nv}(cm^2)$	$V_{eff,Rd}(KN)$	$V_{b,Sd}(KN)$	$V_{b,Sd} < V_{eff,Rd}$
Éclisse d'âme	60.75	56.25	2537.08	445.0	Vérifiée
Platine	29.25	73.25	1847.94	449.4	Vérifiée
Poteau	34.87	53.16	1230.5	141	Vérifiée

VII.6 Assemblage des palées de contreventement

L'assemblage des palées de contreventement est réalisé au niveau des intersections des barre pour assurer la continuité des diagonales. L'assemblage est généralement réalisé par l'intermédiaire d'une plaque de gousset central qui passe à travers la diagonale continue à laquelle on vient fixer les deux diagonales discontinues.

VII.6.1. Assemblage barres de contreventement en X (double UPN 240)

Cet assemblage est réalisé à l'aide d'un gousset boulonné aux âmes des deux éléments. Les barres de la diagonale comprimé sont coupées au milieu (voir figure suivante), d'une part pour faciliter leur assemblage et d'autre part diminuer leur longueur de flambement.

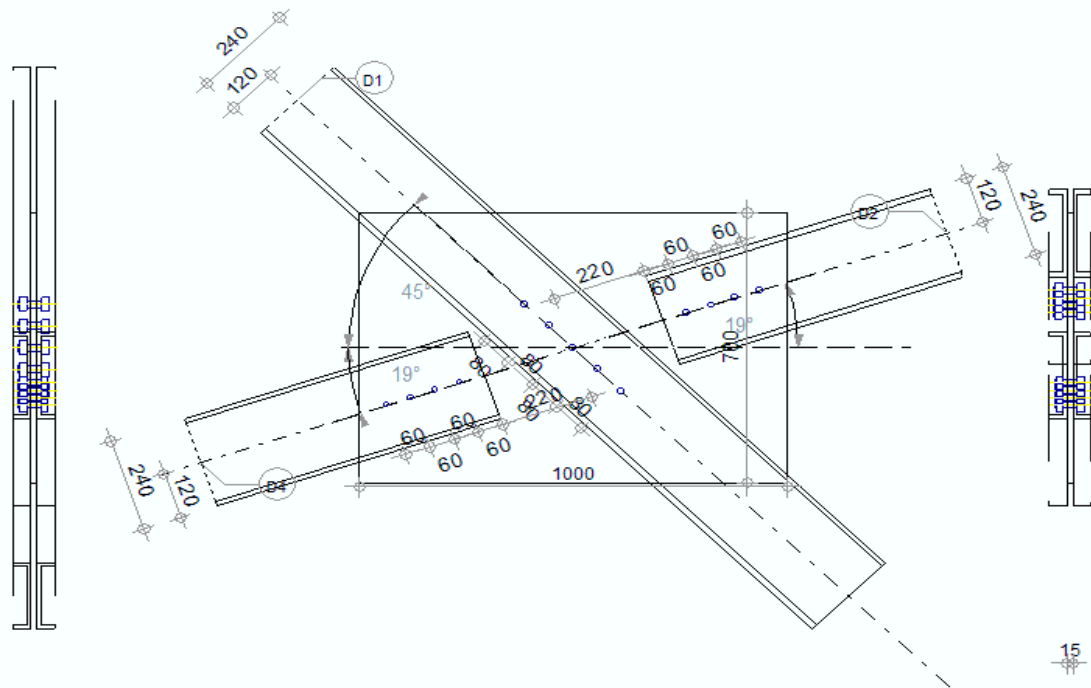


Figure VII.14 : Schéma assemblage double UPN 240 en X (Autodesk Robot)

VII.6.1.1 Dispositions constructives

Les caractéristiques géométriques et mécanique du gousset sont :

- Longueur : $L = 1000 \text{ mm}$
- Hauteur : $H = 700 \text{ mm}$
- Épaisseur : $t = 15 \text{ mm}$
- Résistance de calcul : $f_y = 235 \text{ MPa}$

Les caractéristiques des boulons et leurs dispositions sont illustrées sur le tableau suivant :

Tableau VII.35 : Caractéristiques des boulons

	Classe du boulon	Diamètre d (mm)	Aire de la section du boulon $A_v(\text{cm}^2)$	Aire de la section efficace $A_s(\text{cm}^2)$	Résistance à la traction f_{ub} (MPa)	Nombre de colonnes des boulons	Nombre de rangées des boulons
Boulons de la barre 1 (barre continue)	10.9	18	1.92	2.54	1000	5	1
Boulons 2 et 4 (barre discontinu)	10.9	18	1.92	2.45	1000	4	1

VII.6.1.2 Vérifications de résistance des boulons

Les boulons sont soumis seulement aux efforts de cisaillement. Pour les boulons raccordant la barre 1 au gousset :

Tableau VII.36 : Forces agissantes sur les boulons assemblant la barre 1 au gousset

$F_{v,Rd}$ (KN)	$F_{t,Rd}$ (KN)	$F_{b,Rd1}$ (KN)		$F_{b,Rd2}$ (KN)		$F_{v,Sd}$ (KN)	$F_{t,Sd}$ (KN)	$F_{x,Sd}$ (KN)	$F_{z,Sd}$ (KN)
244.29	/	Suivant l'axe x	Suivant l'axe z	Suivant l'axe x	Suivant l'axe z	0.21	/	0.21	/
		249.66	249.66	7.97	7.97				

$$F_{b,Rdx} = 7.97 \text{ KN et } F_{b,Rdz} = 7.97 \text{ KN}$$

- $F_{x,Sd} \leq F_{b,Rdx}$ (Vérifiée)
- $F_{z,Sd} \leq F_{b,Rdz}$ (Vérifiée)
- $F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$ (Vérifiée)

Pour les boulons raccordant la barre 2 au gousset :

Tableau VII.37 : Forces agissantes sur les boulons assemblant la barre 2 au gousset

$F_{v,Rd}$ (KN)	$F_{t,Rd}$ (KN)	$F_{b,Rd1}$ (KN)		$F_{b,Rd2}$ (KN)		$F_{v,Sd}$ (KN)	$F_{t,Sd}$ (KN)	$F_{x,Sd}$ (KN)	$F_{z,Sd}$ (KN)
244.29	/	Suivant l'axe x	Suivant l'axe z	Suivant l'axe x	Suivant l'axe z	90.28	/	90.28	/
		187.25	249.66	147.83	197.10				

$$F_{b,Rdx} = 147.83 \text{ KN et } F_{b,Rdy} = 197.10 \text{ KN}$$

- $F_{x,Sd} \leq F_{b,Rdx}$ (Vérifiée)
- $F_{z,Sd} \leq F_{b,Rdz}$ (Vérifiée)
- $F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$ (Vérifiée)

Pour les boulons raccordant la barre 4 au gousset :

Tableau VII.38 : Forces agissantes sur les boulons assemblant la barre 4 au gousset

$F_{v,Rd}$ (KN)	$F_{t,Rd}$ (KN)	$F_{b,Rd1}$ (KN)		$F_{b,Rd2}$ (KN)		$F_{v,Sd}$ (KN)	$F_{t,Sd}$ (KN)	$F_{x,Sd}$ (KN)	$F_{z,Sd}$ (KN)
244.29	/	Suivant l'axe x	Suivant l'axe z	Suivant l'axe x	Suivant l'axe z	89.28	/	89.28	/
		187.25	249.66	147.83	197.10				

$$F_{b,Rdx} = 147.83 \text{ KN et } F_{b,Rdy} = 197.10 \text{ KN}$$

- $F_{x,Sd} \leq F_{b,Rdx}$ (Vérifiée)
- $F_{z,Sd} \leq F_{b,Rdz}$ (Vérifiée)
- $F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$ (Vérifiée)

Donc les boulons choisis et leur disposition répondent aux exigences de résistance.

VII.6.1.3 Vérification des sections au cisaillement de bloc

on obtient les résultats suivants :

Tableau VII.39 : Vérification au cisaillement de bloc pour un effort axial

Élément	$A_{nt}(cm^2)$	$A_{nv}(cm^2)$	$V_{eff,Rd}(KN)$	$V_{b,Sd}(KN)$	$V_{b,Sd} < V_{eff,Rd}$
Barres	10.45	16.15	371.69	178.56	Vérifiée

VII.6.2 Assemblage barres de contreventement en V (double UPN 240)

On adopte les memes éléments d'assemblage utilisé précédament, le shcéma est donnée comme suit :

VII.6.2.1 Dispositions constructives

Les caractéristiques géométriques et mécanique du gousset sont :

- Longueur : $L = 650\text{ mm}$
- Hauteur : $H = 650\text{ mm}$
- Épaisseur : $t = 15\text{ mm}$
- Résistance de calcul : $f_y = 235\text{ MPa}$

Les boulons M16 de classe 10.9 sont utilisé pour toutes les barres.

VII.6.2.2 Vérifications de résistance des boulons

Les boulons sont soumis seulement aux efforts de cisaillement. Pour les boulons raccordant la barre 2 au gousset :

Tableau VII.40 : Forces agissantes sur les boulons assemblant la barre 2 au gousset

$F_{v,Rd}$ (KN)	$F_{t,Rd}$ (KN)	$F_{b,Rd1}$ (KN)		$F_{b,Rd2}$ (KN)		$F_{v,Sd}$ (KN)	$F_{t,Sd}$ (KN)	$F_{x,Sd}$ (KN)	$F_{z,Sd}$ (KN)
		Suivant l'axe x	Suivant l'axe z	Suivant l'axe x	Suivant l'axe z				
193.02	/	164.39	221.92	129.78	175.2	92.28	/	92.28	/

$F_{b,Rdx} = 129.78\text{ KN}$ et $F_{b,Rdz} = 175.2\text{ KN}$

On procède aux vérifications :

- $F_{x,Sd} \leq F_{b,Rdx}$ (Vérifiée)
- $F_{z,Sd} \leq F_{b,Rdz}$ (Vérifiée)

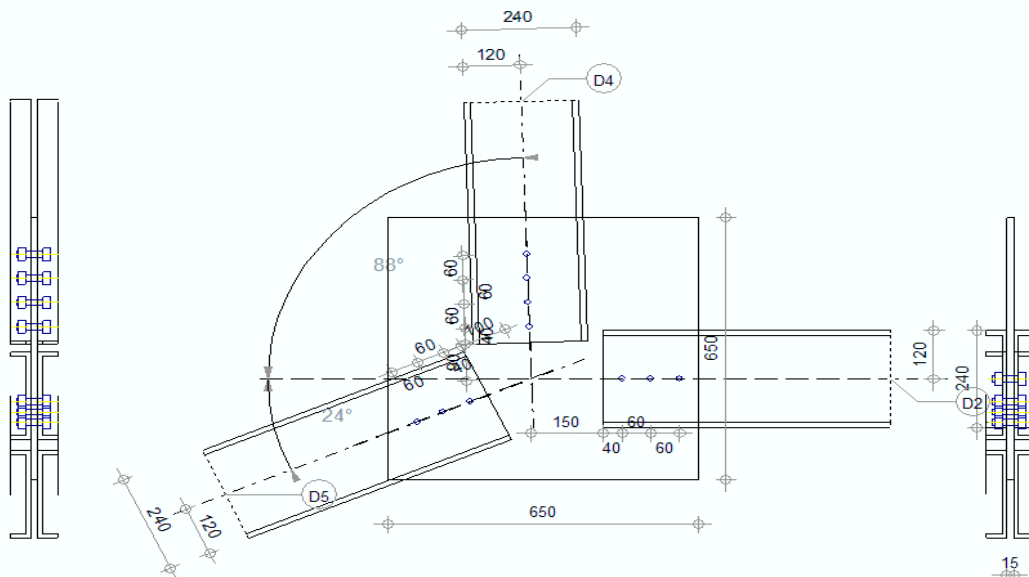


Figure VII.15 : Schéma assemblage double UPN 240 en V (Autodesk Robot)

- $F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$ (Vérifiée)

Pour les boulons raccordant la barre 4 au gousset :

Tableau VII.41 : Forces agissantes sur les boulons assemblant la barre 4 au gousset

$F_{v,Rd}$ (KN)	$F_{t,Rd}$ (KN)	$F_{b,Rd1}$ (KN)		$F_{b,Rd2}$ (KN)		$F_{v,Sd}$ (KN)	$F_{t,Sd}$ (KN)	$F_{x,Sd}$ (KN)	$F_{z,Sd}$ (KN)
193.02	/	Suivant l'axe x	Suivant l'axe z	Suivant l'axe x	Suivant l'axe z	26.40	/	26.40	/
		164.39	221.92	150.87	175.20				

$F_{b,Rdx} = 150.87 \text{ KN}$ et $F_{b,Rdy} = 175.20 \text{ KN}$

- $F_{x,Sd} \leq F_{b,Rdx}$ (Vérifiée)

- $F_{z,Sd} \leq F_{b,Rdz}$ (Vérifiée)

- $F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$ (Vérifiée)

Pour les boulons raccordant la barre 5 au gousset :

Tableau VII.42 : Forces agissantes sur les boulons assemblant la barre 5 au gousset

$F_{v,Rd}$ (KN)	$F_{t,Rd}$ (KN)	$F_{b,Rd1}$ (KN)		$F_{b,Rd2}$ (KN)		$F_{v,Sd}$ (KN)	$F_{t,Sd}$ (KN)	$F_{x,Sd}$ (KN)	$F_{z,Sd}$ (KN)
193.02	/	Suivant l'axe x	Suivant l'axe z	Suivant l'axe x	Suivant l'axe z	101.45	/	101.45	/
		164.39	221.92	150.87	175.20				

$F_{b,Rdx} = 150.87 \text{ KN}$ et $F_{b,Rdy} = 175.20 \text{ KN}$

- $F_{x,Sd} \leq F_{b,Rdx}$ (Vérifiée)

- $F_{z,Sd} \leq F_{b,Rdz}$ (Vérifiée)

- $F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$ (Vérifiée)

Donc les boulons choisis et leur disposition répondent aux exigences de résistance.

VII.6.2.3 Vérification des sections au cisaillement de bloc

on obtient les résultats suivants :

Tableau VII.43 : Vérification au cisaillement de bloc pour un effort axial

Élément	$A_{nt}(cm^2)$	$A_{nv}(cm^2)$	$V_{eff,Rd}(KN)$	$V_{b,Sd}(KN)$	$V_{b,Sd} < V_{eff,Rd}$
Barres	10.54	10.92	302.18	152.18	Vérifiée

VII.7 Assemblage de pied de poteau

Les pieds de poteaux des structures en acier constituent l'interface entre la charpente métallique et les fondations en béton. Ils ont le rôle de transmettre au massif de fondation, les efforts développés dans les poteaux.

VII.7.1 Pied de poteau HEB 600

Le pied de poteau est encastré à la semelle de fondation par l'intermédiaire d'une platine soudée en bout de poteau et des tiges d'ancrage pour empêcher le soulèvement de l'assemblage. Le schéma de cet assemblage est montré sur la figure ci-dessous :

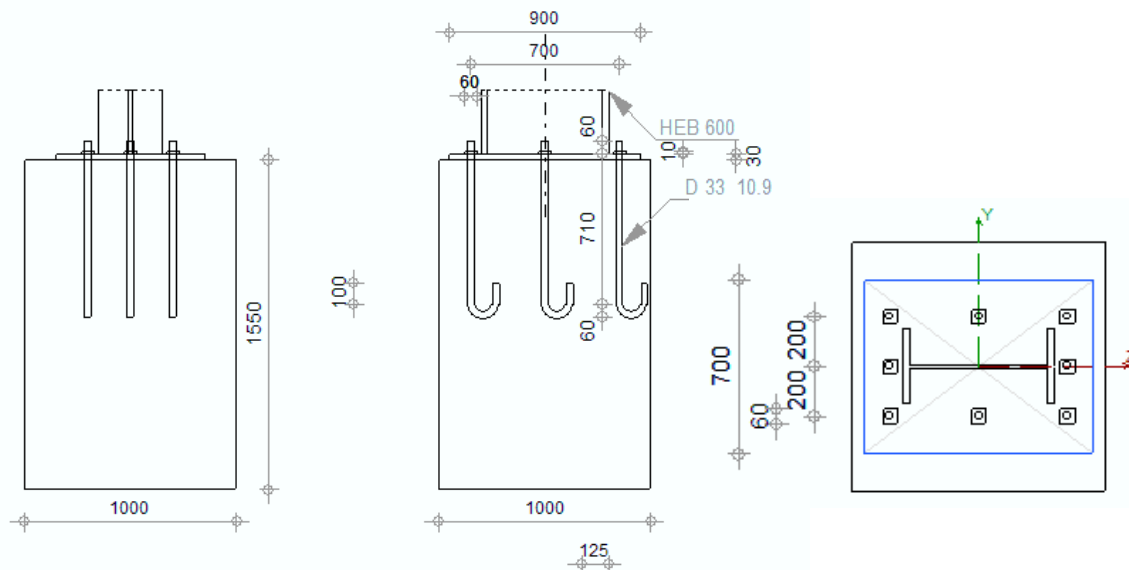


Figure VII.16 : Schéma assemblage pied de poteau HEB 600 (Autodesk Robot)

VII.7.1.1 Dispositions constructives

Les caractéristiques de la platine de prescelllement sont :

- Longueur : $L = 900 \text{ mm}$
- Hauteur : $H = 700 \text{ mm}$
- Épaisseur : $t = 30 \text{ mm}$
- Résistance de calcul : $f_y = 235 \text{ MPa}$
- Ecartement vertical entre les tiges d'ancrage : $e_{vi} = 200 \text{ mm}$
- Ecartement horizontal entre les tiges d'ancrage : $e_{hi} = 350 \text{ mm}$

Les tiges sont ancrées dans les semelles de fondation à une profondeur de 770 mm, les caractéristiques des tiges d'ancrages et leurs dispositions sont illustrées sur le tableau suivant :

Tableau VII.44 : Caractéristiques des boulons

Classe du boulon	Diamètre d (mm)	Aire de la section du boulon $A_v(\text{cm}^2)$	Aire de la section efficace $A_s(\text{cm}^2)$	Résistance à la traction f_{ub} (MPa)	Nombre de colonnes des boulons	Nombre de rangées des boulons
HR 10.9	33	8.55	6.94	1000	3	3

VII.7.1.2 Résistance de la zone comprimée

Pour le côté comprimé d'un assemblage, le calcul consiste à veiller à ce que les contraintes résistantes exercées sous la plaque d'assise ne dépassent pas la résistance de calcul du

matériau de scellement de la fondation et qu'elles n'entraînent pas non plus une flexion excessive de la plaque d'assise. La condition est donnée par :

$$N_{j,Ed} \leq N_{j,Rd}$$

Avec :

- $N_{j,Ed}$: Effort normal sollicitant l'assemblage, $N_{j,Ed} = 2.63 \text{ MN}$;
- $N_{j,Rd}$: Résistance de la plaque d'assise à l'effort axial, divisé en trois tronçons en t équivalents comme suit :

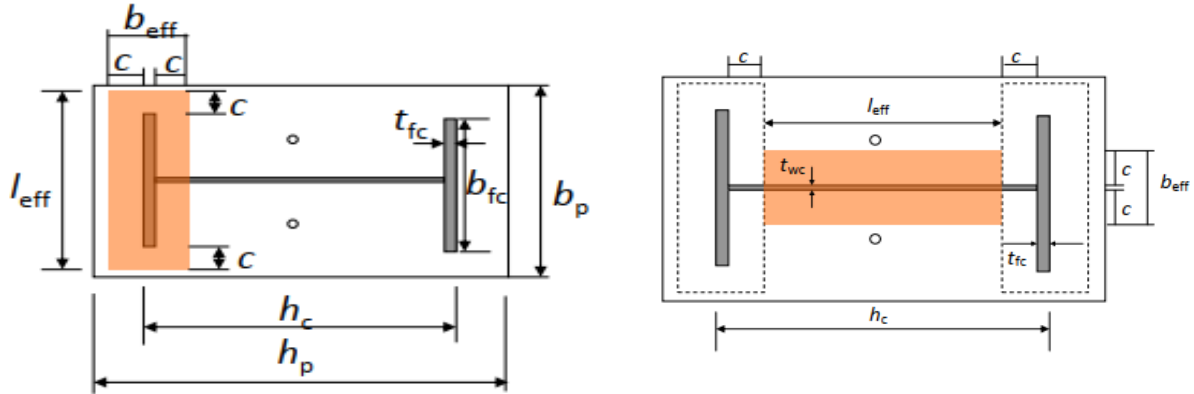


Figure VII.17 : Tronçon en T des semelles (à gauche), et de l'âme (à droite)

La résistance en compression des tronçons en T est donnée par :

- Pour les semelles : $F_{c,fc,Rd} = f_{jd} b_{eff} l_{eff}$; Sachant que :

$$b_{eff} = \min \left(c; \frac{h_p - h_c}{2} \right) + t_{fc} + \min (c; h_c/2 - t_{fc})$$

$$l_{eff} = \min (b_p; b_{fc} + 2c)$$

- Pour l'âme : $F_{c,bw,Rd} = f_{jd} b_{eff} l_{eff}$; Sachant que :

$$b_{eff} = 2c + t_{wc}$$

$$l_{eff} = h_c - 2t_f - 2c$$

On aboutit à la résistance en compression de l'assemblage :

$$N_{C,Rd} = N_{j,Rd} = 2F_{c,fc,Rd} + F_{c,bw,Rd}$$

par simplification on obtient :

$$N_{j,Rd} = f_{jd} (h_{cp} b_{cp} - I_{cp} (b_{cp} - t_{wc} - 2c))$$

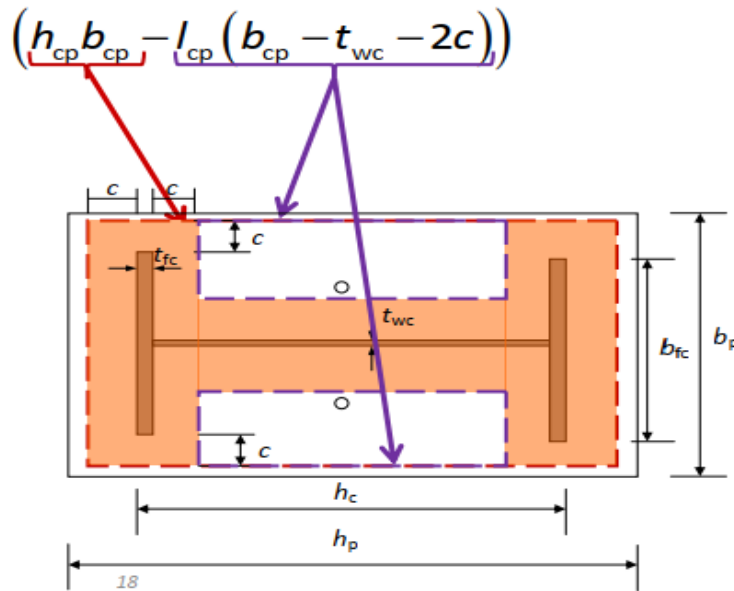


Figure VII.18 : Aire efficace des tronçons en T

Où :

- h_{cp} et b_{cp} : Paramètres géométriques déterminé comme suit :

$$h_{cp} = \min(L, h_c + 2c) ; b_{cp} = \min(H, b_c + 2c) ;$$

- h_c, b_c : Hauteur et largeur du poteau ;

- c : Largeur d'appui additionnelle , donné par :

$$c = t_p \sqrt{\frac{f_y}{3f_{jd}\gamma_{mo}}}$$

- f_{jd} : Capacité portante du matériau de scellement, calculé comme suit :

$$f_{jd} = \alpha \beta_j f_{cd}$$

- α : Facteur de concentration de contrainte, pris généralement égale à 1.5 ;

- β_j : Coefficient relative au matériau de fondation ; $\beta_j = 2/3$;

- f_{cd} : Résistance de calcul du béton à la pression, pour un béton C25/30, $f_{cd} = 16.7 \text{ MPa}$;

Le tableau suivant regroupe les résultats de calcul des paramètres ci-dessus :

Tableau VII.45 : Paramètres de calcul de l'effort résistant $N_{j,Rd}$

$h_{cp}(\text{mm})$	$b_{cp}(\text{mm})$	$I_{cp}(\text{mm})$	$f_{jd}(\text{MPa})$	$c(\text{mm})$	$N_{j,Rd}(\text{KN})$	$N_{j,Ed}(\text{KN})$
730	430	410	16.7	65	3393	2630

La condition $N_{j,Ed} \leq N_{j,Rd}$ est satisfaite, donc les éléments de l'assemblage résistent à la compression.

VII.7.1.3 Résistance de l'assemblage au cisaillement

Pour un pied de poteau muni d'une plaque d'assise plane, il convient de calculer la résistance de calcul au cisaillement $F_{v,Rd}$ de la façon suivante :

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n F_{vb,Rd}$$

$F_{vb,Rd}$ est la résistance de calcul au cisaillement d'un boulon d'ancrage égale à :

$$F_{vb,Rd} = \frac{0.6f_{ub} As}{\gamma_{m2}}$$

$F_{f,Rd}$ est la résistance de calcul par frottement entre la plaque d'assise et le scellement, calculée de la façon suivante :

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed}, \text{ avec :}$$

- $C_{f,d}$: Coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche de scellement, pour un scellement en mortier de sable-ciment, $C_{f,d} = 0.2$;
- $N_{c,Ed}$: Effort normal de compression dans le poteau .

On trouve donc :

$$F_{vb,Rd} = 169.69 \text{ KN}$$

$$F_{f,Rd} = 620 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = 1977.5 \text{ KN}$$

l'effort tranchant sollicitant ne doit pas dépasser la résistance de l'assemblage au cisaillement :

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$V_{sd} = 319 \text{ KN (selon le calcul numérique sur Robot)}$$

$\Rightarrow V_{sd} \leq F_{v,Rd}$ la condition est vérifiée , donc les éléments de l'assemblage résistent au cisaillement.

VII.7.1.4 Résistance des soudures

On trouve :

Tableau VII.46 : Contraintes exercées sur la soudure

$\sigma_{\perp} (Mpa)$	$\tau_{\perp} (Mpa)$	$\tau_{\parallel} (Mpa)$	$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5}$	$\frac{f_u}{\beta_w \gamma_{m2}}$	$\frac{0,9f_u}{\gamma_{m2}}$
128.68	128.68	5.25	257.52	365	262.8

Les conditions $[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{m2}}$ et $\sigma_{\perp} \leq \frac{0,9f_u}{\gamma_{m2}}$ sont satisfaites donc on peut conclure que les soudures de cet assemblage résistent aux différentes contraintes appliquées.

VII.8 Conclusion

Le calcul des assemblages constitue une étude complexe et primordiale, on peut dire d'une manière générale qu'un assemblage mal conçu, mal calculé ou mal réalisé peut conduire à l'effondrement de la structure. Dans ce chapitre, nous avons pu avoir une première approche à la conception et la vérification des assemblages en s'appuyant sur le calcul numérique sur le logiciel Robot, mais une étude plus approfondie peut être faite. Nous constatons un manque de détails au niveau de la réglementation Algérienne (CCM97) en ce qui concerne les assemblages, comparé aux Eurocodes qui traitent de manière détaillée tout type d'assemblage.

Chapitre VIII : Étude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction

Toute structure a besoin d'une bonne base pour ne pas s'effondrer. C'est pour cela qu'une fondation fait office de relais entre la structure et le sol. Elle est comprise dans l'élément structural d'un bâtiment et a pour rôle de s'opposer au tassement et aux infiltrations des eaux, tout en assurant la transmission des charges et la répartition de ces dernières dans le sol. Les fondations constituent une partie essentielle de l'ouvrage, ainsi leurs bonnes conceptions et réalisations découlent à une bonne tenue de l'ensemble.

Adaptées à la fois à l'ouvrage et à la nature du sol, elles prennent des formes diverses de manière à assurer une bonne répartition des contraintes. On distingue les différents types de fondations suivants :

Les fondations superficielles : elles se forment comme suit : le niveau du fond de fouille est le sol d'assise de la fondation, c'est-à-dire le sol capable de reprendre les charges du bâtiment en entraînant un tassement minimum. Les types de fondations superficielles sont :

- Semelle isolée : qui sont les fondations de poteaux
- Semelles filantes : qui sont les fondations des murs, surtout les murs en parpaings et les voiles. Les semelles filantes servent à répartir les charges sur une plus grande surface afin que l'ouvrage ne s'enfonce pas dans le sol.
- Radier : le radier est une dalle porteuse continue de béton armé coulée, qui sert d'assise stable (fondation) à l'ensemble de la construction et également de plancher bas.

On utilise ce type de fondation lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur. De ce fait, celle-ci est recommandée sur des sols de bonne stabilité, à savoir des sols qui ne nécessitent pas de renforts particuliers au niveau des fondations.

Les fondations semi-profondes ou profondes : ce type de fondation repose sur la reprise de charge par le sol en dessous de la base de la fondation et à cela s'ajoute le frottement latéral entre ces deux derniers. Son utilisation est requise lorsque le sol résistant se trouve à une moyenne voire très grande profondeur ou dans le cas d'une structure très importante. On distingue deux principaux types de ces fondations :

- Pieux : sont des fondations élancées et sont composées par la tête, la pointe et le fût.
- Puits : les puits sont des massifs de béton reposant sur le sol, à la profondeur voulue, et recevant la semelle sous poteau ou sous mur.

Le choix du type de fondation dépend essentiellement de :

- Les caractéristiques du sol ;
- Le type de construction ;
- La solution économique et réalisable.

Les résultats des investigations géotechniques nous indiquent que l'ouvrage peut être fondé à partir de -2m20 de profondeur, dans la couche de mollasse (calcaire gréseux). Compte tenu de la nature du sol, le mode de fondation recommandé sera superficiel de type semelles isolées.

VIII.2 Dimensionnement des semelles

D'après le rapport du sol, on a une capacité portante du sol de 0.25 MPa pour un ancrage de 2.20 m. Le ferrailage va être calculé sous l'effort normal ultime: $N_u = 1.35G + 1.5Q$, sachant que :

- $N_u = 2624.3 \text{ KN}$
- $N_s = 1660.41 \text{ KN}$
- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $f_{su} = \frac{f_e}{1.15} = 348 \text{ MPa}$
- $\sigma_{sol} = 0.25 \text{ Mpa}$.

Les types des fondations choisies sont : semelles isolées sous poteau, et semelles filantes sous voiles périphériques sur la périphérie de l'ouvrage.

VIII.2.1 Dimensionnement des semelles isolées

VIII.2.1.1 Détermination des dimensions de la semelle isolée

Les dimensions d'une semelle isolée s'obtiennent à partir de la condition de portance du sol donnée par :

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Dans le cas général, on choisit les dimensions de la semelle (A , B) de telle sorte qu'elle soit homothétique aux dimensions du poteau (a , b) (fût de poteau dans notre cas).

Étant donné que le fût de poteau a une section carrée, nous optons pour des semelles carrées $A = B$. La condition de portance devient :

$$A^2 \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Application numérique :

$$A^2 \geq \frac{1.660}{0.25} = 6.64 \Rightarrow A \geq \sqrt{6.64} \approx 2.57m$$

on prend $A = B = 280cm$.

Les hauteurs utiles d_a et d_b des armatures parallèles aux côtés A et B respectivement doivent respecter la condition de rigidité :

$$\frac{B - b}{4} \leq d_a \text{ et } d_b \leq A - a$$

Donc :

$$\frac{280 - 100}{4} \leq d_a \text{ et } d_b \leq 280 - 100$$

$$45cm \leq d_a \text{ et } d_b \leq 180$$

on prend : $d_a = d_b = 50 \text{ cm}$

La hauteur totale h de la semelle est donc déterminée :

$$h = d_a + 5 = 55 \text{ cm}$$

Une fois les dimensions de la semelle déterminée, il convient de vérifier la condition de portance du sol en tenant compte du poids propre de la semelle :

$$\sigma' = \frac{N_s + P_{\text{semelle}}}{S_{\text{semelle}}} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Sachant que :

$$P_{\text{semelle}} = B \times A \times h \times \rho$$

Application numérique :

$$\sigma' = \frac{1.66 + (2.8 \times 2.8 \times 0.55 \times 25 \times 10^{-3})}{2.8 \times 2.8} = 0.225 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

La condition est vérifiée, donc, on retient les dimensions suivantes pour la semelle isolée :

$$A = B = 280 \text{ cm}, \quad h = 55 \text{ cm}, \quad d_a = d_b = 50 \text{ cm}$$

VIII.2.1.2 Calcul des armatures de la semelle isolée

La section d'armature nécessaire pour le côté parallèle au côté A (ou B), est calculée par la formule :

$$A_A = A_B = N_u \times \frac{A - a}{8 \times d_a \times \sigma_s}$$

Application numérique :

$$A_A = 2.624 \times \frac{1.8}{8 \times 0.5 \times 348} \approx 3.40 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 34 \text{ cm}^2$$

On adopte un ferrailage de $22\emptyset 14$, correspondant à une section $A_s = 33.88 \text{ cm}^2$, et un espacement de 13cm.

Les armatures s'étendront, dans chaque direction, jusqu'aux extrémités de la semelle. Elles seront munies ou non de crochet en fonction de leurs longueurs de scellement :

- Si $l_{sa} \leq \frac{A}{4}$: Les barres dans le sens A n'ont pas besoin de crochets.
- Si $l_{sb} \leq \frac{B}{4}$: Les barres dans le sens B n'ont pas besoin de crochets.

Pour déterminer la longueur de scellement l_s , on se réfère au tableau suivant, comportant les valeurs du rapport $\frac{l_s}{\emptyset}$ en fonction de la résistance caractéristique du béton pour la nuance d'acier FeE400 et FeE500.

Tableau VIII.1 : Rapport l_s/\emptyset pour des aciers de nuance FeE400 et FeE500

f_{c28}	16	18	20	25	30	40	50	60
FeE400	47.5	44.1	41.2	35.3	30.9	24.7	20.6	17.6
FeE500	59.4	55.1	51.4	44.1	38.6	30.9	25.7	22

D'après le tableau on a : $\frac{l_s}{\phi} = 35.3 \Leftrightarrow l_s = 35.3\phi = 194.2 \text{ mm}$, de plus $\frac{A}{4} = 700\text{mm}$
et donc :

$$l_{sa} = l_{sb} \leq \frac{B}{4} = \frac{A}{4}$$

Par conséquent les armatures n'ont pas besoin de crochet.

VIII.2.1.3 Calcul des armatures du fût de pied de poteau

Le fût de pied de poteau est l'élément qui relie le pied de poteau métallique et la semelle isolée en béton armé. Il joue un rôle analogue à celui des amorces de poteaux dans les ouvrages en BA.

La hauteur h du fût est déterminée comme suit :

$$h' = D - h - e$$

Où :

- D : ancrage des fondations ;
- h : hauteur de la semelle isolée ;
- e : épaisseur du béton de propreté ($e = 10\text{cm}$).

On trouve :

$$h' = 2.2 - 0.55 - 0.1 = 1.55\text{m}$$

La force F appliquée aux tiges d'ancrages induit des bielles comprimées à 45° dans le béton donc il est nécessaire de prévoir des armatures verticales et horizontales .

L'aire des armatures de surface appelée aussi armature de frettage(le frettage est l'assemblage de deux pièces grâce à un ajustement serré) est donnée par :

$$A_f = \frac{0.04 N_u}{f_e / \gamma_s}$$

On trouve :

$$A_f = 3.024 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum est de :

$$A_{s \min} = 0.2\% B \Rightarrow A_{s \min} = 0.2\% \times (100^2) = 20 \text{ cm}^2 > A_f$$

donc on prend : $A_f = A_{s \min} = 20\text{cm}^2$, soit un quadrillage de $4 \times 4\phi 14$, $e=22 \text{ cm}$.

On doit éviter l'écrasement ou l'éclatement localisés du béton à l'extrémité des éléments, en disposant des armatures d'éclatement, leur section est donnée par :

$$A_e = \frac{0.25 N_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \left(1 - \frac{H}{h'}\right)$$

Où :

- H : Largeur de platine de prescellement du pied de poteau.

On trouve :

$$A_e = \frac{0.25 \times 2.63}{348} \left(1 - \frac{70}{155}\right) = 10.36 \text{ cm}^2$$

on adopte un ferrailage de (1 cadre + 2 × 2 étriers) Ø8 sur toute la hauteur (voir schéma de ferrailage).

VIII.2.2 Dimensionnement des semelles filantes sous voiles périphériques

VIII.2.2.1 Etude du voile périphérique

Afin de donner plus de rigidité à la partie enterrée de la construction (sous-sol) et une capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé.

Le voile périphérique doit satisfaire les conditions minimales suivantes :

- Epaisseur : $e \geq 15 \text{ cm}$;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % de la section dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Pour le calcul des voiles, on prend comme hypothèse, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté. Le moment fléchissant maximum peut être déterminer par :

$$M_{max} = \frac{2(1.35P_t + 1.5 P_s)h}{9\sqrt{3}}$$

On doit d'abord calculer les paramètres suivants :

- P_t : Force résultante des poussé de terre, calculée comme suit :

$$P_t = \gamma_d \times h \times K_0$$

- P_s : Force résultante dû à la surcharge, calculée comme suit :

$$P_s = K_0 Q$$

Où :

- K_0 : coefficient de poussé des terres, $K_0 = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$;
- φ : angle de frottement du remblai, $\varphi = 20^\circ$;
- γ_d : poids spécifique du remblai, $\gamma_d = 1.8 \text{ t/m}^2$;
- h : hauteur du voile, $h = 5.39\text{m}$.

On trouve :

$$P_t = 44.62\text{KN/m}^2, P_s = 1.225 \text{ KN/m}^2, M_{max} = 42.92\text{KN/m}^2$$

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de section (100x20)cm², (épaisseur du voile choisie est de 20 cm). La section d'armature nécessaire est obtenue par le logiciel BAELR de la société SOCOTEC.

On trouve :

$$A_s = 7.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on prend 2 nappes } 8\emptyset 12, \text{ espacé de 15cm.}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \text{on prend } 3\emptyset 10/\text{m} \text{ suivant la hauteur du voile.}$$

VIII.2.2.2 Détermination des dimensions de la semelle filante

Le prédimensionnement de la semelle filante se fait par la formule suivante :

$$B \geq \frac{N_v}{L \times \sigma_{sol}}$$

Avec :

- N_v : effort normal sollicitant sur toute la longueur du bâtiment (calculé sur Robot),
 $N_v = 13374.71 \text{ KN}$
- L : longueur maximale du bâtiment $L = 59.2 \text{ m}$.

Application numérique :

$$B \geq \frac{13.375}{59.20 \times 0.25} \approx 90.3 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } B = 200 \text{ cm} \text{ (pour satisfaire la condition de portance du sol).}$$

La hauteur utile est déterminée par :

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq B - b$$

$$45 \leq d \leq 180, \text{ on prend } d = 50 \text{ cm} \Rightarrow h = 55 \text{ cm}$$

on doit vérifier la condition de portance du sol sous poids propre de la semelle :

$$\frac{N'_v}{B \times L} \leq \sigma_{sol}$$

$$N'_{\text{tot}} = N_{\text{tot}} + N_{\text{terre}} + N_{\text{semelle}}$$

$$N'_{\text{tot}} = 18312 \text{ KN}$$

$$\frac{N'_{\text{tot}}}{S} = \frac{18.312}{118.4} \approx 0.154 \text{ MPa} \leq 0.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

VIII.2.2.3 Calcul des armatures de la semelle filante

Dans le sens longitudinal ($L = 59.20 \text{ m}$), la semelle est calculée comme une poutre renversée appuyée sur les poteaux (poutre de rigidité), et dans le sens transversal, ($B = 200 \text{ cm}$) elle est considérée comme une semelle isolée et le ferrailage est calculé par la méthode des bielles.

On a:

$$P_u = \frac{N'_{\text{tot}}}{L} = \frac{18312}{59.2} = 309.32 \text{ KN/m}$$

$$A_s = \frac{P_u \times (B - 0.4)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{0.309 \times 1.6}{8 \times 0.5 \times 348} = 3.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

on adopte un ferrailage de $7\emptyset 14/\text{m}$, Avec : $A_s = 10.78 \text{ cm}^2$, et un espacement de 15cm.

On dispose des armatures de répartition, ayant une section :

$$A_r = \frac{A_s}{4} B$$

$\Rightarrow A_r = 5.3 \text{ cm}^2$, soit $10\emptyset 10$ espacé de 19 cm.

$l_s = 35.3\emptyset = 353 \text{ mm}$, de plus $\frac{2000}{4} = 500 \text{ mm}$

Par conséquent les armatures n'ont pas besoin de crochet.

VIII.3 Schémas de ferrailage

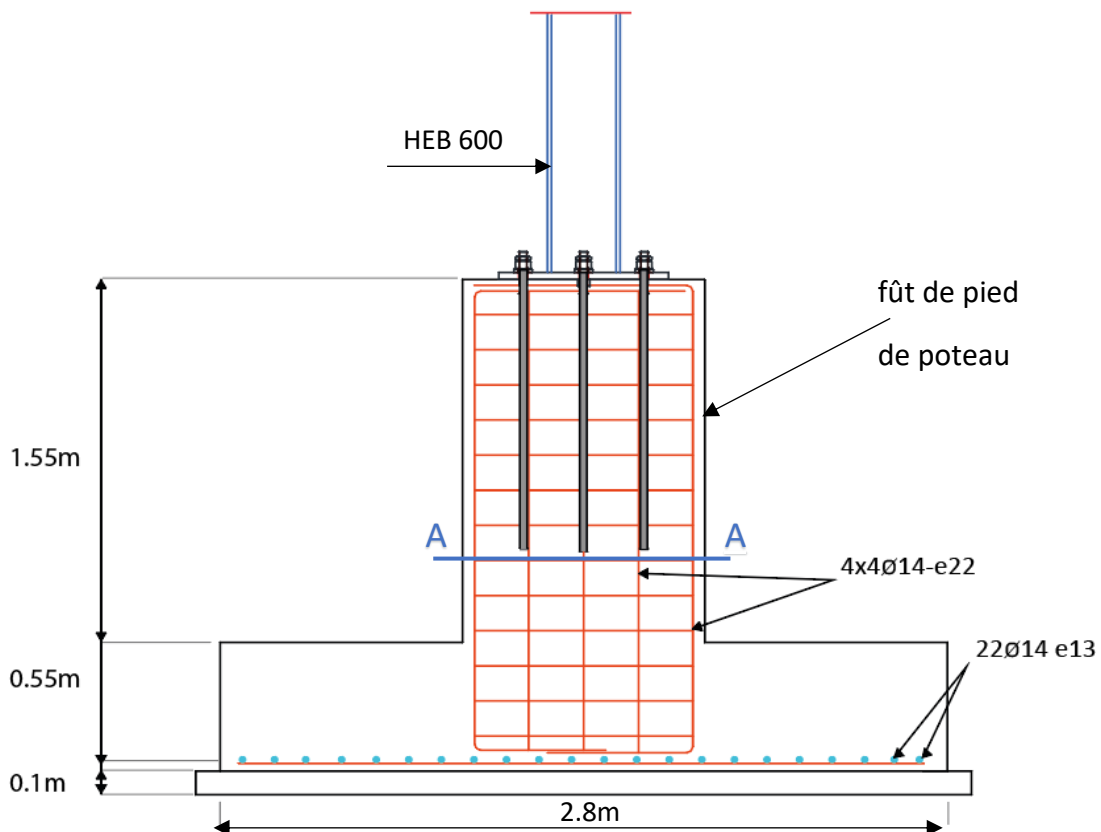


Figure VIII.1 : Schéma de ferrailage de la semelle isolée sous poteau

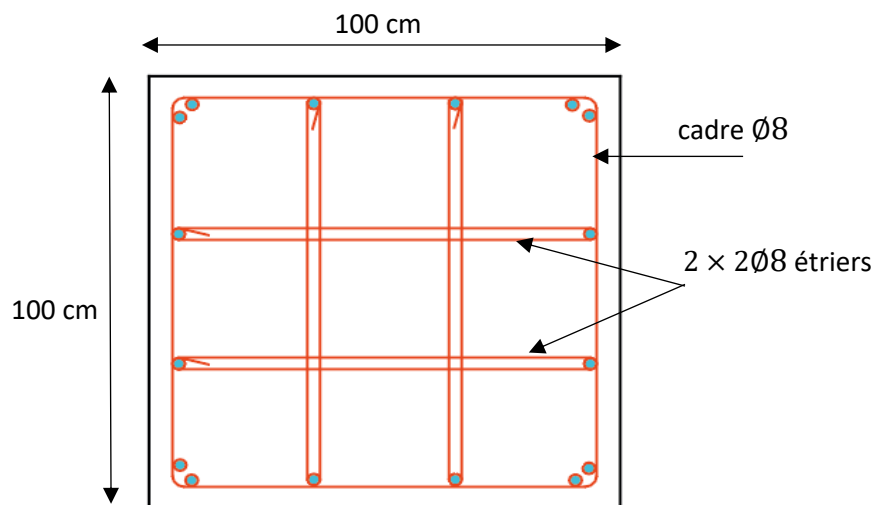


Figure VIII.2 : Ferrailage du fût (Vue en coupe A-A)

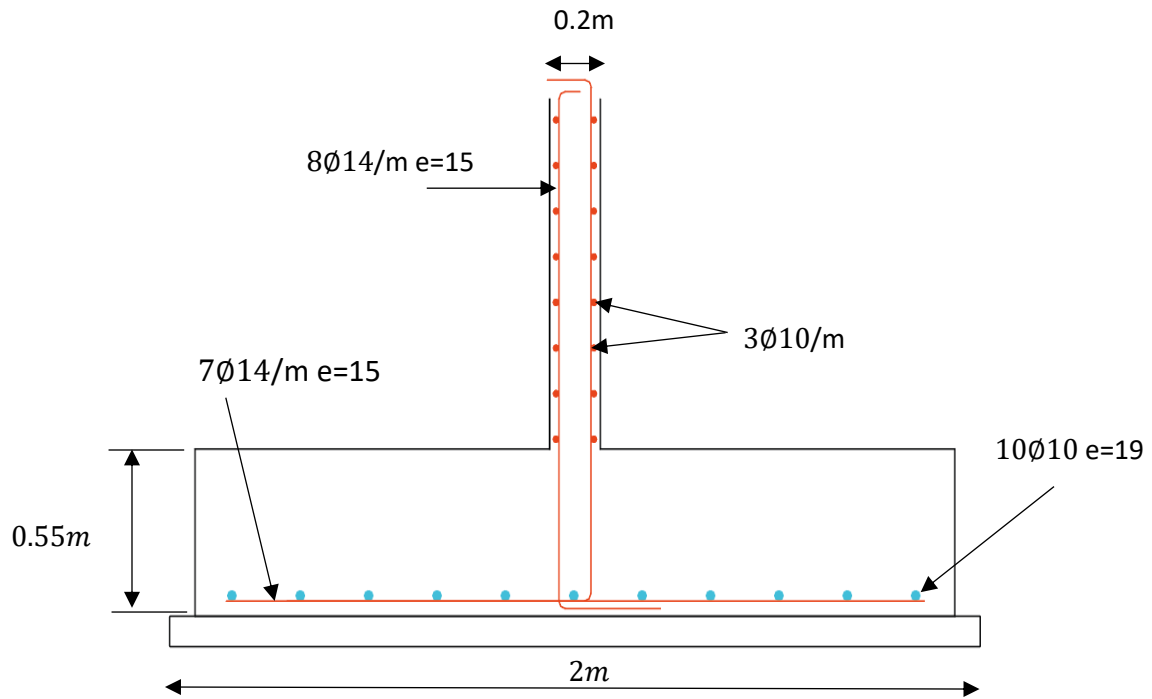


Figure VIII.3 : Ferrailage de la semelle filante sous voile périphérique

VIII.4 Conclusion

Le dimensionnement des fondations est une étape essentielle pour assurer la stabilité de l'ouvrage ainsi que la transmission des charges de la superstructure vers le sol. Les fondations superficielles sont encore le mode de fondations le plus utilisé dans le monde, car il est le plus simple et le plus économique dans la plupart des cas. Nous avons pu voir ces aspects à travers le dimensionnement des fondations du bâtiment. Les fondations retenues sont de type semelles isolées sous les poteaux, et des semelles filantes sous le voile périphérique au niveau de l'entre-sol.

Conclusion générale

À l'issue de ce mémoire, nous pouvons dire que l'étude de ce projet était l'occasion idéale pour exploiter nos connaissances acquises et plus particulièrement lors de ces deux dernières années de Master. Les cours de structure métallique, béton armé, géotechnique et tant d'autres nous ont permis de mener à bien notre étude. De par que notre projet s'intéresse à une structure métallique, nous n'avons pas manqué l'occasion d'étudier les éléments en béton armé et les éléments mixtes tel que le plancher collaborant.

À travers les différentes étapes de conception et de calcul, nous avons pu nous familiariser avec les différents règlements et codes, notamment les règlements Algériens : RNV 2013, CCM 97, DTR, CBA 93 et RPA 99 V2003, mais aussi les règlements européens : Eurocode 3, Eurocode 4 et B.A.E.L 91 R99.

La conception et l'étude de l'ouvrage ont abouti à l'utilisation des profilés métalliques de nuance S235. Les sections retenues pour les éléments de l'ossature sont :

- Solives : IPE 140 ;
- Poutres consoles : IPE 180 ;
- Poutres secondaires : IPE 200 ;
- Poutres Principales de 6m (étage courant) : IPE 330 ;
- Poutres Principales de 6m (terrasse) : IPE 360 ;
- Poutres Principales de 12m : IPE 600 ;
- Poteaux : HEB 600 ;
- Contreventements en palées triangulées de type X et V : double UPN 240.

De plus, l'étude des éléments en béton armé a été conduite en considérant un béton de classe C25/30 ayant une résistance caractéristique à la compression de 25 MPa, et des armatures de ferrailage de nuance FeE400.

L'étude et la vérification des assemblages ont été faites en suivant la transmission de chaque effort dans chaque pièce. Nous avons choisi d'utiliser des assemblages boulonnés et boulonnés-soudés. Ces derniers sont assurés par : les platines, les boulons, les cornières, goujons et des tiges d'ancrages pour l'encastrement des pieds de poteaux. Nous avons eu recours dans certains cas, à des éléments de renforts (raidisseurs d'âmes et des jarrets), afin d'améliorer la résistance dans les zones faibles des pièces assemblées.

L'outil informatique était un atout majeur pour notre étude. Le logiciel Autodesk Robot 2020 a constitué un gain de temps et d'effort considérable pour l'avancement de celle-ci. On peut dire que l'utilisation de logiciels de modélisation et de calcul est devenue primordial pour la réussite d'une étude.

À la fin de ce mémoire, on conclut que l'étude d'une structure métallique s'est avérée un sujet très intéressant comportant plusieurs défis pour un ingénieur, où il est souvent amené à faire des choix à la fois techniques et économiques. Nous avons aussi constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais aussi sur la pratique et la possibilité de le réaliser sur chantier. Enfin, nous souhaitons que ce travail serve de support pour les promotions à venir.

Bibliographie

1. AFNOR. Eurocode 3 : Calcul des structures en acier, Partie 1-8, calcul des assemblages. NF EN 1993-1-1. AFNOR 2006.
2. AFNOR. Eurocode 3 : Calcul des structures en acier, Partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments. NF EN 1993-1-1. AFNOR, Octobre 2005.
3. AFNOR. Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton, Partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments. NF EN 1994-1-1. AFNOR, Juin 2005.
4. BAOUCHE.Nadjia. Constructions parasismiques. Alger : Ecole Nationale Polytechnique.2020.
5. BAOUCHE.Nadjia. Structures en béton. Alger : Ecole Nationale Polytechnique.2020.
6. BENZAOUZ. Brahim Khalil. Structures métalliques 2. Alger : Ecole Nationale Polytechnique.2020.
7. BENJAMIN MACQUART, Calcul rapide des constructions métalliques,1968.
8. BOUTEMEUR.Ramdan. Béton Armé 2. Alger : Ecole Nationale Polytechnique.2019.
9. BOURAHLA. Nouredine. Dynamique des structures 2. Alger : Ecole Nationale Polytechnique.2020.
10. CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE : Charges permanentes et charges d'exploitation, Document technique réglementaire D.T.R-B.C-2.2 ; Ministère de l'habitat et de l'urbanisme et de la ville.
11. CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton, Document technique réglementaire D.T.R-B-C-2.4.10 ; Ministère de l'habitat et de l'urbanisme et de la ville 1997.
12. CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE : Règles de conception et de calcul des structures en acier C.C.M.97, Document technique réglementaire D.T.R-B-C-2.44 ; Ministère de l'habitat et de l'urbanisme et de la ville 1997.
13. CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE : Règles parasismiques Algériennes R.P.A.99 Version 2003 Document technique réglementaire D.T.R-B.C-2.48 ; Ministère de l'habitat et de l'urbanisme et de la ville 2003.
14. CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93, Document technique réglementaire D.T.R- B.C. 2-41 ; Ministère de l'habitat et de l'urbanisme et de la ville 1997.
15. CENTRE NATIONAL D'ETUDES ET DE RECHERCHE INTEGREES DU BATIMENT : Règlement Neige et Vent (version 2013), Document technique réglementaire D.T.R. C 2-4.7 ; Ministère de l'habitat et de l'urbanisme et de la ville.
16. CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DU BATIMENT : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Règles BAEL 91 révisées 99 Document technique réglementaire DTU P 18-702, Février 2000.

17. CHERIFA Nawfel Wail, IHADDADENE Tarek. Etude d'un parking (2 Sous-sols+ RDC+4 Etages) en structure métallique. Mémoire de projet de fin d'études : Génie Civil. Alger : Ecole Nationale Polytechnique,2020.166 pages.
18. HAMIDI Maria, ZEMMOURI Amel. Etude d'un bâtiment (R+8+1 s/sol) à usage d'habitation et commercial contreventé par des voiles porteurs. Mémoire de master : Génie Civil, ingénierie de la construction. Alger : Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene,2018.
19. STIHI.Sana. Bâtiment, calculs des escaliers. Alger : Ecole Nationale Polytechnique.2018.
20. BITAR, Daniel. Constructions mixtes : Calcul des poutres de planchers mixtes 1, Le fer savoir du CTICM [en ligne]. [consulté 04/2021]. Disponible à l'adresse : <https://metaletech.com/2020/11/23/constructions-mixtes-calcul-des-poutres-de-planchers/>
21. CIOLINA, François. CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES, Encyclopædia Universalis [en ligne]. [consulté le 03/06/2021]. Disponible à l'adresse : <https://www.universalis.fr/encyclopedie/constructions-metalliques/>
22. STIBOR, Miroslav. Shear (6.2.6), STRIAN [en ligne]. [consulté 05/2021]. Disponible à l'adresse : <https://structural-analyser.com/domains/SteelDesign/Shear/>

Annexe 1 : Catalogue des profilés métalliques "ArcelorMittal Europe V2018"

Tableau A.1.1 : Tableau des profilés métalliques (catalogue ArcelorMittal Europe V2018 page 73)

Notations pages 193-196 / Bezeichnungen Seiten 193-196

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2009
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression					
	G kg/m	I_y mm ⁴ x10 ⁴	$W_{el,y}$ mm ³ x10 ³	$W_{pl,y}$ mm ³ x10 ³	i_y mm x10	A_{vz} mm ² x10 ²	I_z mm ⁴ x10 ⁴	$W_{el,z}$ mm ³ x10 ³	$W_{pl,z}$ mm ³ x10 ³	i_z mm x10	s_x mm	I_t mm ⁴ x10 ⁴	I_w mm ⁶ x10 ⁹	S235	S355	S460	S235	S355			
IPE AA 80	4,9	64,1	16,4	18,9	3,19	3,00	6,85	2,98	4,7	1,04	17,5	0,40	0,09	1	1	-	1	1	-	✓	✓
IPE A 80	5,0	64,4	16,5	19,0	3,18	3,07	6,85	2,98	4,7	1,04	17,6	0,42	0,09	1	1	-	1	1	-	✓	✓
IPE 80	6,0	80,1	20,0	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,70	0,12	1	1	1	1	1	1	✓	✓
IPE AA 100	6,7	136	27,9	31,9	3,98	4,40	12,6	4,57	7,2	1,21	20,8	0,73	0,27	1	1	-	1	1	-	✓	✓
IPE A 100	6,9	141	28,8	33,0	4,01	4,44	13,1	4,77	7,5	1,22	21,2	0,77	0,28	1	1	-	1	1	-	✓	✓
IPE 100	8,1	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,20	0,35	1	1	1	1	1	1	✓	✓
IPE AA 120	8,4	244	41,7	47,6	4,79	5,36	21,1	6,59	10,4	1,41	21,6	0,95	0,66	1	1	-	1	1	-	✓	✓
IPE A 120	8,7	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	7,00	11,0	1,42	22,2	1,04	0,71	1	1	-	1	1	-	✓	✓
IPE 120	10,4	318	53,0	60,7	4,90	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89	1	1	1	1	1	1	✓	✓
IPE AA 140	10,1	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	9,27	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46	1	1	-	1	2	-	✓	✓
IPE A 140	10,5	435	63,3	71,6	5,70	6,21	36,4	10,0	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58	1	1	1	1	2	3	✓	✓
IPE 140	12,9	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	✓	✓
IPE AA 160	12,3	659	84,3	95,2	6,48	7,74	51,7	12,6	19,7	1,81	25,7	1,81	2,93	1	1	-	1	3	-	✓	✓
IPE A 160	12,7	689	87,8	99,1	6,53	7,80	54,4	13,3	20,7	1,83	26,3	1,96	3,09	1	1	1	1	3	4	✓	✓
IPE 160	15,8	869	109	124	6,58	9,66	68,3	16,7	26,1	1,84	30,3	3,60	3,96	1	1	1	1	1	2	✓	✓
IPE AA 180	14,9	1020	116	131	7,32	9,13	78,1	17,2	26,7	2,03	27,2	2,48	5,64	1	1	-	2	3	-	✓	✓
IPE A 180	15,4	1063	120	135	7,37	9,20	81,9	18,0	28,0	2,05	27,8	2,70	5,93	1	1	1	2	3	4	✓	✓
IPE 180	18,8	1317	146	166	7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05	31,8	4,79	7,43	1	1	1	1	2	3	✓	✓
IPE O 180	21,3	1505	165	189	7,45	12,7	117	25,5	39,9	2,08	34,5	6,76	8,74	1	1	1	1	1	2	✓	✓
IPE AA 200	18,0	1533	156	176	8,19	11,4	112	22,4	35,0	2,21	32,0	3,84	10,1	1	1	-	2	4	-	✓	✓
IPE A 200	18,4	1591	162	182	8,23	11,5	117	23,4	36,5	2,23	32,6	4,11	10,5	1	1	1	2	4	4	✓	✓
IPE 200	22,4	1943	194	221	8,26	14,0	142	28,5	44,6	2,24	36,7	6,98	13,0	1	1	1	1	2	3	✓	✓
IPE O 200	25,1	2211	219	249	8,32	15,5	169	33,1	51,9	2,30	39,3	9,45	15,6	1	1	1	1	1	2	✓	✓
IPE AA 220	21,2	2219	205	230	9,07	12,8	165	29,9	46,5	2,47	33,6	5,02	17,9	1	1	-	2	4	-	✓	✓
IPE A 220	22,2	2317	214	240	9,05	13,6	171	31,2	48,5	2,46	34,5	5,69	18,7	1	1	1	2	4	4	✓	✓
IPE 220	26,2	2772	252	285	9,11	15,9	205	37,3	58,1	2,48	38,4	9,07	22,7	1	1	1	1	2	4	✓	✓
IPE O 220	29,4	3134	282	321	9,16	17,7	240	42,8	66,9	2,53	41,1	12,3	26,8	1	1	1	1	2	2	✓	✓

Tableau A.1.2 : Tableau des profilés métalliques (catalogue ArcelorMittal Europe V2018 page 75)

Notations pages 193-196 / Bezeichnungen Seiten 193-196

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2009	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression						
	G kg/m	I_y mm ⁴ x10 ⁴	W_{ely} mm ³ x10 ³	W_{ply} ♦ mm ³ x10 ³	i_y mm	A_{yz} mm ² x10 ²	I_z mm ⁴ x10 ⁴	W_{elz} mm ³ x10 ³	W_{plz} ♦ mm ³ x10 ³	i_z mm	S_s mm	I_t mm ⁴ x10 ⁴	I_w mm ⁶ x10 ⁹	S235	S355	S460	S235	S355				S460
IPE AA 240	24,9	3154	267	298	9,97	15,3	231	38,6	60,0	2,70	38,4	7,33	30,1	1	1	-	3	4	-	✓	✓	✓
IPE A 240	26,2	3290	278	312	9,94	16,3	240	40,0	62,4	2,68	39,4	8,35	31,3	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 240	30,7	3892	324	367	9,97	19,1	284	47,3	73,9	2,69	43,4	12,9	37,4	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
IPE O 240	34,3	4369	361	410	10,0	21,4	329	53,9	84,4	2,74	46,2	17,2	43,7	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE A 270	30,7	4917	368	413	11,2	18,8	358	53,0	82,3	3,02	40,5	10,3	59,5	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 270	36,1	5790	429	484	11,2	22,1	420	62,2	97,0	3,02	44,6	15,9	70,6	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE O 270	42,3	6947	507	575	11,4	25,2	514	75,5	118	3,09	49,5	24,9	87,6	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE A 300	36,5	7173	483	542	12,4	22,3	519	69,2	107	3,34	42,1	13,4	107	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 300	42,2	8356	557	628	12,5	25,7	604	80,5	125	3,35	46,1	20,1	126	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 300	49,3	9994	658	744	12,6	29,1	746	98,1	153	3,45	51,0	31,1	158	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE A 330	43,0	10230	626	702	13,7	27,0	685	85,6	133	3,54	47,6	19,6	172	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 330	49,1	11770	713	804	13,7	30,8	788	98,5	154	3,55	51,6	28,2	199	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 330	57,0	13910	833	943	13,8	34,9	960	119	185	3,64	56,6	42,2	246	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE A 360	50,2	14520	812	907	15,1	29,8	944	111	172	3,84	50,7	26,5	282	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 360	57,1	16270	904	1019	15,0	35,1	1043	123	191	3,79	54,5	37,3	314	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 360	66,0	19050	1047	1186	15,1	40,2	1251	146	227	3,86	59,7	55,8	380	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE A 400	57,4	20290	1022	1144	16,7	35,8	1171	130	202	4,00	55,6	34,8	432	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 400	66,3	23130	1160	1307	16,6	42,7	1318	146	229	3,95	60,2	51,1	490	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 400	75,7	26750	1324	1502	16,7	48,0	1564	172	269	4,03	65,3	73,1	588	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE V 400	84	30140	1477	1681	16,8	52,5	1766	194	304	4,06	70,0	99,6	673	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE A 450	67,2	29760	1331	1494	18,7	42,3	1502	158	246	4,19	58,4	45,7	705	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,5	50,9	1676	176	276	4,12	63,2	66,9	791	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 450	92,4	40920	1795	2046	18,7	59,4	2085	217	341	4,21	70,8	109	998	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE V 450	107	46200	2008	2301	18,7	66,6	2397	247	389	4,26	76,2	149	1162	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
IPE A 500	79,4	42930	1728	1946	20,6	50,4	1939	194	302	4,38	62,0	62,8	1125	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 500	90,7	48200	1930	2194	20,4	59,9	2142	214	336	4,31	66,8	89,3	1249	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 500	107	57780	2284	2613	20,6	70,2	2622	260	409	4,38	74,6	144	1548	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE V 500	129	70720	2751	3168	20,7	83,1	3271	320	506	4,46	84,8	241	1971	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓

Tableau A.1.3 : Tableau des profilés métalliques (catalogue ArcelorMittal Europe V2018 page 77)

Notations pages 193-196 / Bezeichnungen Seiten 193-196

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2009	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression						
	G	I_y	W_{ely}	W_{ply} ◆	i_y	A_{yz}	I_z	W_{elz}	W_{plz} ◆	i_z	S_s	I_t	I_w	S235	S355	S460	S235	S355				S460
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁹										
IPE A 550	92,1	59980	2193	2475	22,6	60,3	2432	232	362	4,55	68,5	86,5	1710	1	1	2	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 550	106	67120	2440	2787	22,4	72,3	2668	254	401	4,45	73,6	123	1884	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE O 550	123	79160	2847	3263	22,5	82,7	3224	304	481	4,55	81,2	188	2302	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE V 550	159	102340	3616	4204	22,5	109	4264	395	632	4,59	95,0	372	3118	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE A 600	108	82920	2778	3141	24,6	70,1	3116	283	442	4,77	72,9	119	2607	1	1	2	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 600	122	92080	3070	3512	24,3	83,8	3387	308	486	4,66	78,1	165	2846	1	1	1	4	4	4	✓	HI	HI
IPE O 600	154	118300	3879	4471	24,5	104	4521	404	640	4,79	91,1	318	3860	1	1	1	2	4	4	✓	HI	HI
IPE V 600	184	141580	4581	5324	24,6	124	5569	488	780	4,88	102	506	4846	1	1	1	1	2	3	✓	HI	HI
IPE 750 x 134	134	150700	4018	4644	29,7	95,6	4788	362	570	5,30	62,3	122	6440	1	1	2	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 750 x 147	147	166100	4411	5110	29,8	105	5289	399	631	5,31	67,1	162	7141	1	1	2	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 750 x 173	173	205800	5402	6218	30,5	116	6873	515	810	5,57	77,5	274	9391	1	1	1	4	4	4	✓	HI	HI
IPE 750 x 196	196	240300	6241	7174	31,0	127	8175	610	959	5,71	86,3	409	11290	1	1	1	4	4	4	✓	HI	HI
IPE 750 x 220	220	278200	7143	8198	31,48	136,3	9440	709,9	1113	5,80	96,42	609,0	13200	1	1	1	3	4	4	✓	HI	HI

Tableau A.1.4 : Tableau des profilés métalliques (catalogue ArcelorMittal Europe V2018 page 83)

HE 550 AA	120	72870	2792	3128	21,84	72,66	6767	451,1	698,6	6,65	73,13	133,7	4338	1	2	3	3	4	4	✓	✓	✓
HE 550 A	166	111900	4146	4622	22,99	83,72	10820	721,3	1107	7,15	92,13	351,5	7189	1	1	1	2	4	4	✓	HI	HI
HE 550 B	199	136700	4971	5591	23,20	100,1	13080	871,8	1341	7,17	104,6	600,3	8856	1	1	1	1	2	3	✓	HI	HI
HE 550 M	278	198000	6923	7933	23,64	139,6	19160	1252	1937	7,35	132,6	1554	13520	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 600 AA	129	91900	3218	3623	23,66	81,29	6993	466,2	724,5	6,53	74,63	149,8	5381	1	2	3	3	4	4	✓	✓	✓
HE 600 A	178	141200	4787	5350	24,97	93,21	11270	751,4	1156	7,05	94,63	397,8	8978	1	1	1	2	4	4	✓	HI	HI
HE 600 B	212	171000	5701	6425	25,17	110,8	13530	902,0	1391	7,08	107,1	667,2	10970	1	1	1	1	3	4	✓	HI	HI
HE 600 M	285	237400	7660	8772	25,55	149,7	18980	1244	1930	7,22	132,6	1564	15910	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 600 x 337	337	283200	8961	10380	25,69	180,5	22940	1480	2310	7,31	149,1	2451	19610	1	1	1	1	1	1	✓	HI	
HE 600 x 399	399	344600	10640	12460	26,03	213,6	28280	1796	2814	7,46	169,6	3966	24810	1	1	1	1	1	1	✓	HI	
HE 650 AA	138	113900	3676	4160	25,46	90,40	7221	481,4	750,7	6,41	76,13	167,5	6567	1	1	3	4	4	4	✓	✓	✓
HE 650 A	190	175200	5474	6136	26,93	103,2	11720	781,6	1205	6,97	97,13	448,3	11030	1	1	1	3	4	4	✓	HI	HI

Tableau A.1.5 : Tableau des profilés métalliques (catalogue ArcelorMittal Europe V2018 page 120)

Profilés en U à ailes parallèles

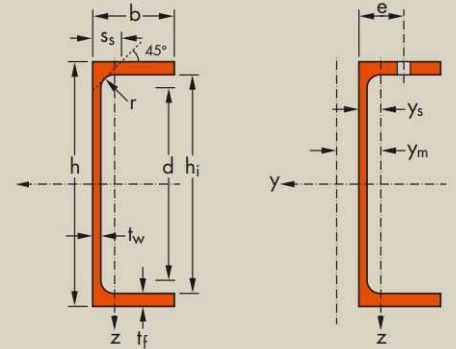
Dimensions: EN 10365: 2017
 Tolérances: EN 10279: 2000
 Etat de surface: conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1

Parallel flange channels

Dimensions: EN 10365: 2017
 Tolérances: EN 10279: 2000
 Surface condition: according to EN 10163-3: 2004, class C, subclass 1

Profile mit parallelen Flanschflächen

Abmessungen: EN 10365: 2017
 Toleranzen: EN 10279: 2000
 Oberflächenbeschaffenheit: Gemäß EN 10163-3: 2004, Klasse C, Untergruppe 1



Notations pages 193-196 / Bezeichnungen Seiten 193-196

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte														Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2009	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression								
	G	I _y	W _{el,y}	W _{pl,y}	i _y	A _z	I _z	W _{el,z}	W _{pl,z}	i _z	S _s	I _t	I _w	y _s	y _m	S235	S355	S460	S235	S355				S460
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁹	mm x10	mm x10										
UPN 50	5,6	26,4	10,6	13,1	1,92	2,77	9,12	3,75	6,78	1,13	16,7	1,12	0,03	1,37	2,47	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
UPN 65	7,1	57,5	17,7	21,7	2,52	3,68	14,1	5,07	9,38	1,25	18,0	1,61	0,08	1,42	2,60	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
UPN 80	8,6	106	26,5	32,3	3,10	4,90	19,4	6,36	11,9	1,33	19,4	2,20	0,18	1,45	2,67	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
UPN 100	10,6	206	41,2	49,0	3,91	6,46	29,3	8,49	16,2	1,47	20,3	2,81	0,41	1,55	2,93	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
UPN 120	13,4	364	60,7	72,6	4,62	8,80	43,2	11,1	21,2	1,59	22,2	4,15	0,90	1,60	3,03	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
UPN 140	16,0	605	86,4	103	5,45	10,4	62,7	14,8	28,3	1,75	23,9	5,68	1,80	1,75	3,37	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
UPN 160	18,8	925	116	138	6,21	12,6	85,3	18,3	35,2	1,89	25,3	7,39	3,26	1,84	3,56	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
UPN 180	22,0	1350	150	179	6,95	15,1	114	22,4	42,9	2,02	26,7	9,55	5,57	1,92	3,75	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
UPN 200	25,3	1910	191	228	7,70	17,7	148	27,0	51,8	2,14	28,1	11,9	9,07	2,01	3,94	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
UPN 220	29,4	2690	245	292	8,48	20,6	197	33,6	64,1	2,30	30,3	16,0	14,6	2,14	4,20	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
UPN 240	33,2	3600	300	358	9,22	23,7	248	39,6	75,7	2,42	31,7	19,7	22,1	2,23	4,39	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
UPN 260	37,9	4820	371	442	9,99	27,1	317	47,7	91,6	2,56	33,9	25,5	33,3	2,36	4,66	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
UPN 280	41,8	6280	448	532	10,9	29,3	399	57,2	109	2,74	35,6	31,0	48,5	2,53	5,02	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
UPN 300	46,2	8030	535	632	11,7	31,8	495	67,8	130	2,90	37,3	37,4	69,1	2,70	5,41	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
UPN 320	59,5	10870	679	826	12,1	47,1	597	80,6	152	2,81	43,0	66,7	96,1	2,60	4,82	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
UPN 350	60,6	12840	734	918	12,9	50,8	570	75,0	143	2,72	40,7	61,2	114	2,40	4,45	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
UPN 380	63,1	15760	829	1010	14,0	53,2	615	78,7	148	2,77	40,3	59,1	146	2,38	4,58	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
UPN 400	71,8	20350	1020	1240	14,9	58,6	846	102	190	3,04	44,0	81,6	221	2,65	5,11	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓

Annexe 2 : Tableaux des sections d'acier

Tableau A.2.1 : Tableau des sections de treillis soudé en fonction du diamètre et l'espacement des barres

D ou d mm	Section 1 fil cm ²	Sections en cm ² /mètre linéaire												
		Espacement en mm												
		50 100 d*	75 150 d*	100 200 d*	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350
		cm ² /m												
4,5	0,159	3,18	2,12	1,59	1,27	1,06	0,91	0,80	0,71	0,64	0,58	0,53	0,49	0,45
5,0	0,196	3,93	2,62	1,96	1,57	1,31	1,12	0,98	0,87	0,78	0,71	0,65	0,60	0,56
5,5	0,238	4,75	3,17	2,38	1,90	1,58	1,36	1,19	1,06	0,95	0,86	0,79	0,73	0,68
6,0	0,283	5,65	3,77	2,82	2,26	1,88	1,62	1,41	1,26	1,13	1,03	0,94	0,87	0,81
6,5	0,332	6,64	4,43	3,31	2,65	2,21	1,90	1,65	1,47	1,33	1,21	1,10	1,02	0,95
7,0	0,385	7,70	5,13	3,85	3,08	2,57	2,20	1,92	1,71	1,54	1,40	1,28	1,18	1,10
7,5	0,442	8,84	5,89	4,42	3,53	2,95	2,52	2,20	1,96	1,77	1,61	1,47	1,36	1,26
8,0	0,503	10,05	6,70	5,03	4,02	3,35	2,87	2,51	2,23	2,01	1,88	1,67	1,55	1,44
8,5	0,567	11,35	7,57	5,67	4,54	3,78	3,24	2,84	2,52	2,27	2,06	1,89	1,74	1,62
9,0	0,636	12,72	8,48	6,36	5,09	4,24	3,63	3,18	2,83	2,54	2,31	2,12	1,96	1,82
9,5	0,709	14,18	9,45	7,09	5,67	4,73	4,05	3,54	3,15	2,83	2,58	2,36	2,18	2,03
10,0	0,785	15,71	10,47	7,85	6,28	5,24	4,49	3,92	3,49	3,14	2,85	2,61	2,42	2,24
10,5	0,866	17,32	11,55	8,66	6,93	5,77	4,95	4,33	3,85	3,46	3,15	2,89	2,66	2,47
11,0	0,950	19,01	12,67	9,50	7,60	6,34	5,43	4,74	4,22	3,80	3,45	3,16	2,92	2,71
11,5	1,039	20,77	13,85	10,39	8,31	6,92	5,93	5,19	4,61	4,15	3,78	3,45	3,19	2,97
12,0	1,131	22,62	15,08	11,31	9,04	7,54	6,46	5,66	5,02	4,52	4,11	3,76	3,48	3,23
14,0	1,539	30,78	20,52	15,39	12,31	10,26	8,79	7,70	6,84	6,16	5,60	5,13	4,74	4,40
16,0	2,011	42,20	26,81	20,11	16,09	13,41	11,49	10,06	8,94	8,04	7,31	6,70	6,19	5,75

Tableau A.2.2 : Tableau des sections d'armatures en fonction du diamètre et le nombre de barres.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
HA 6	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
HA 8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52
HA 10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
HA 12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18
HA 14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85
HA 16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10
HA 20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27
HA 25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
HA 32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38
HA 40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10

Annexe 3 : Modélisation de l'ouvrage (Autodesk Robot)

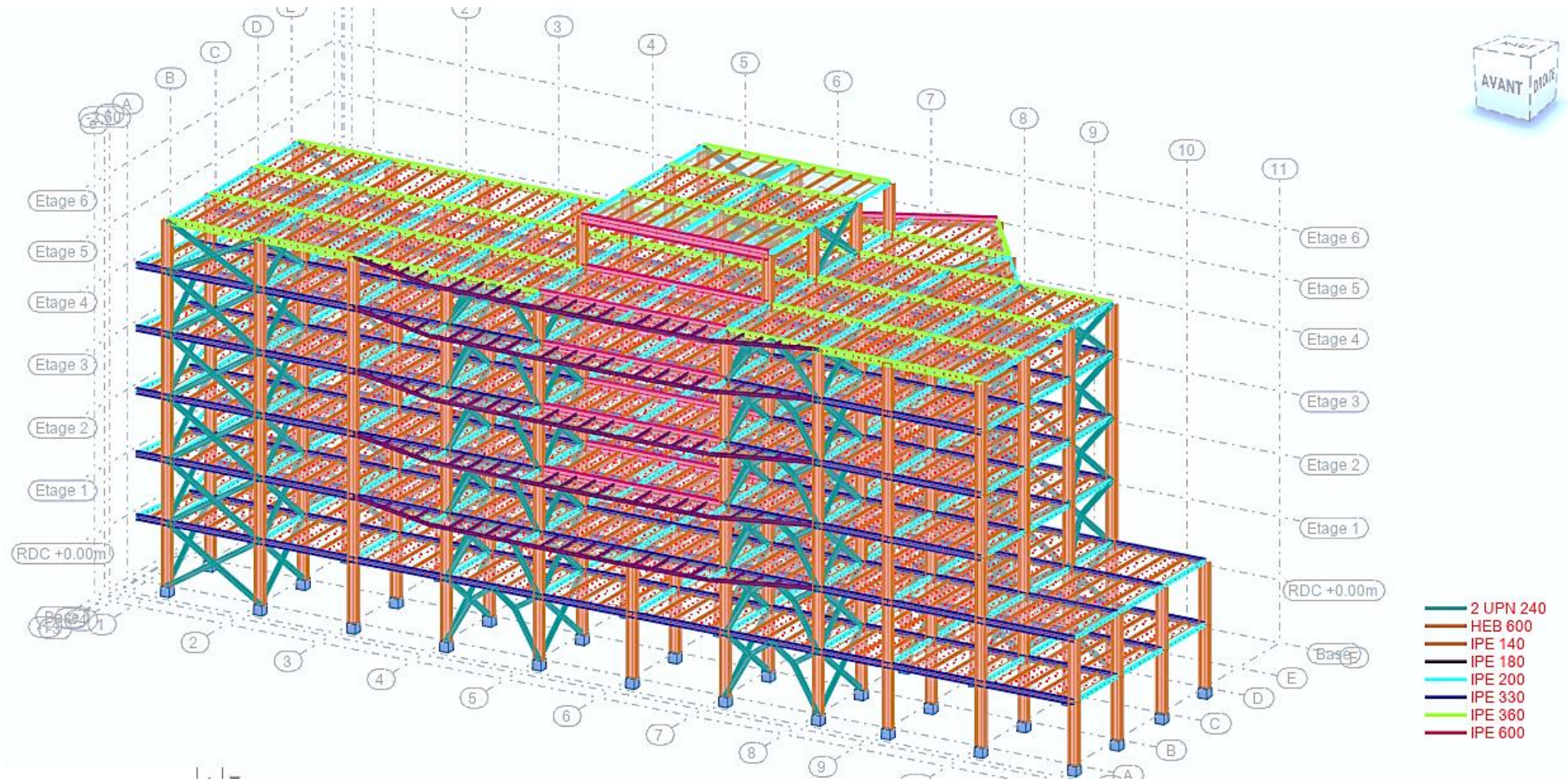


Figure A.3.1 : Modélisation de l'ouvrage (Autodesk Robot)

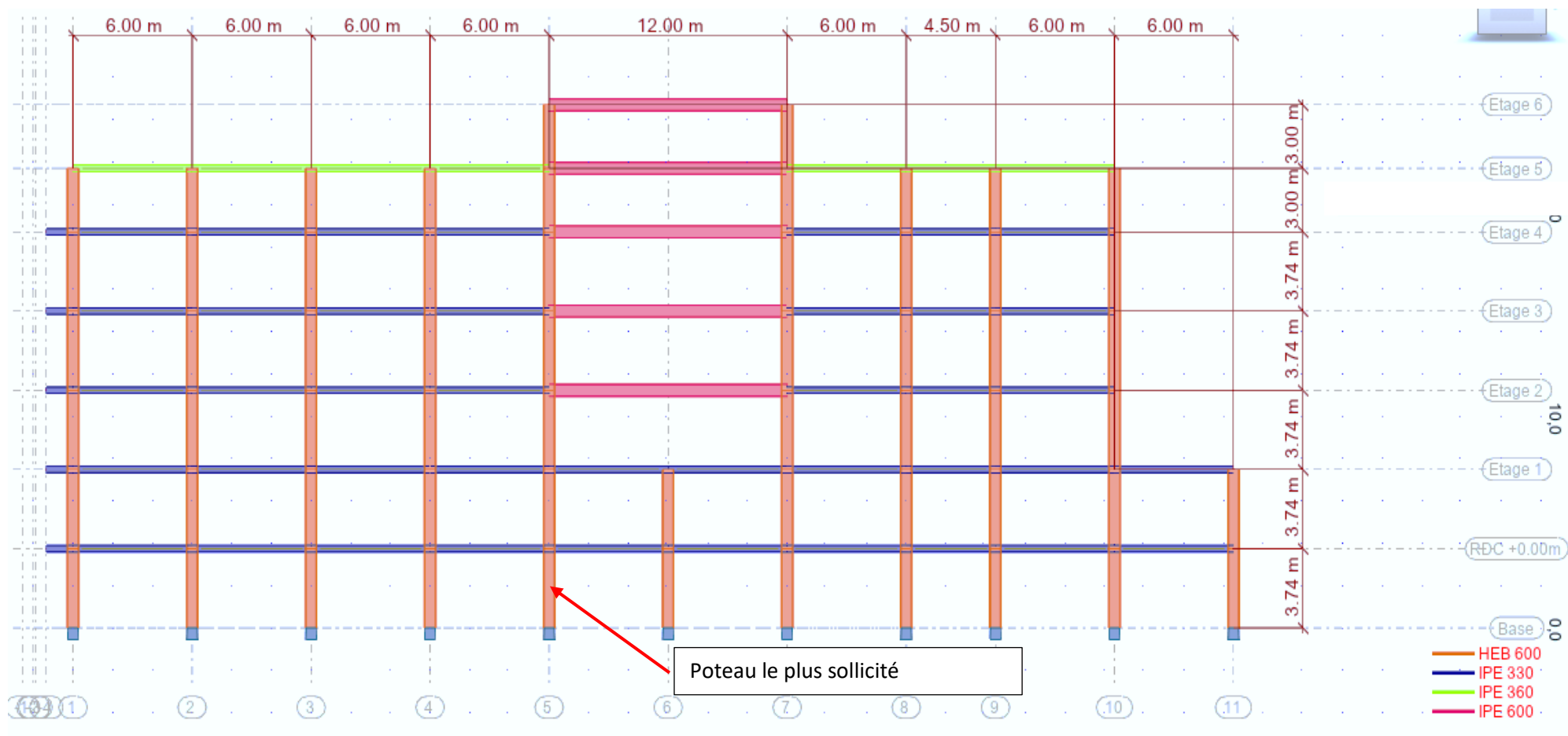


Figure A.3.2 : Vue en coupe axe C (Autodesk Robot)

Annexe 4 : Plans D'architecture (Autodesk Autocad)

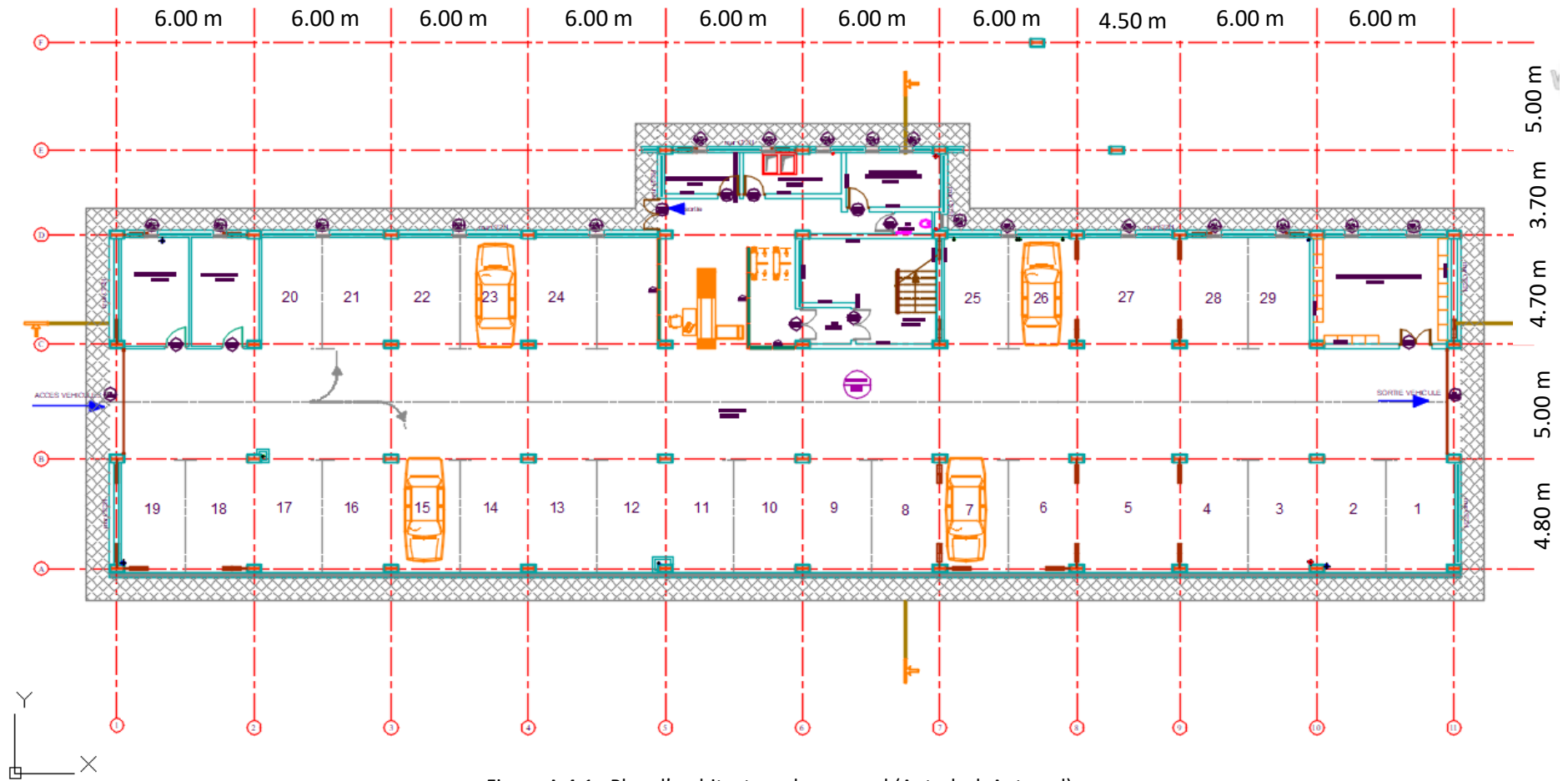


Figure A.4.1 : Plan d'architecture du sous-sol (Autodesk Autocad)

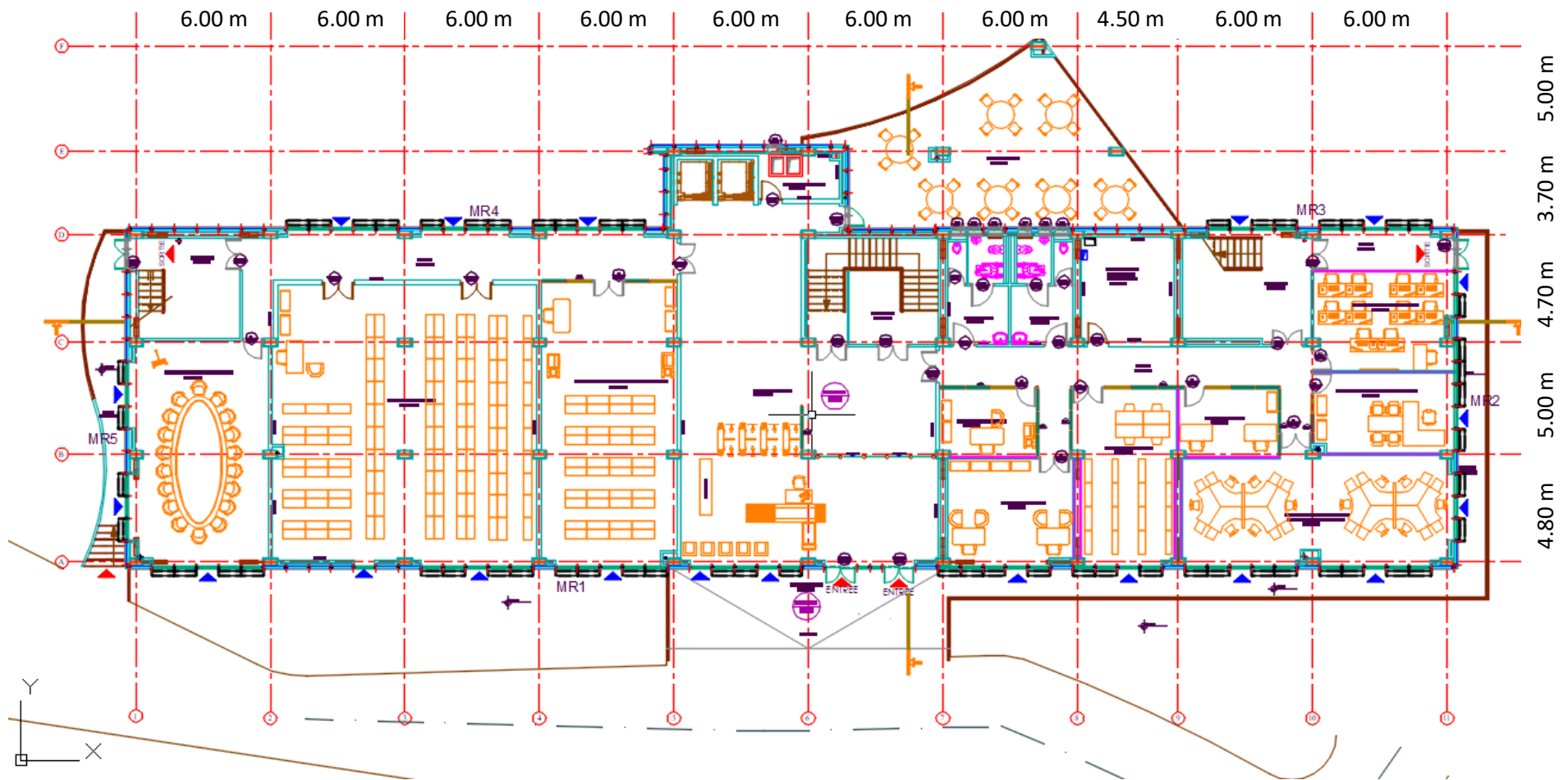


Figure A.4.2 : Plan d'architecture du rez-de-chaussée (Autodesk Autocad)

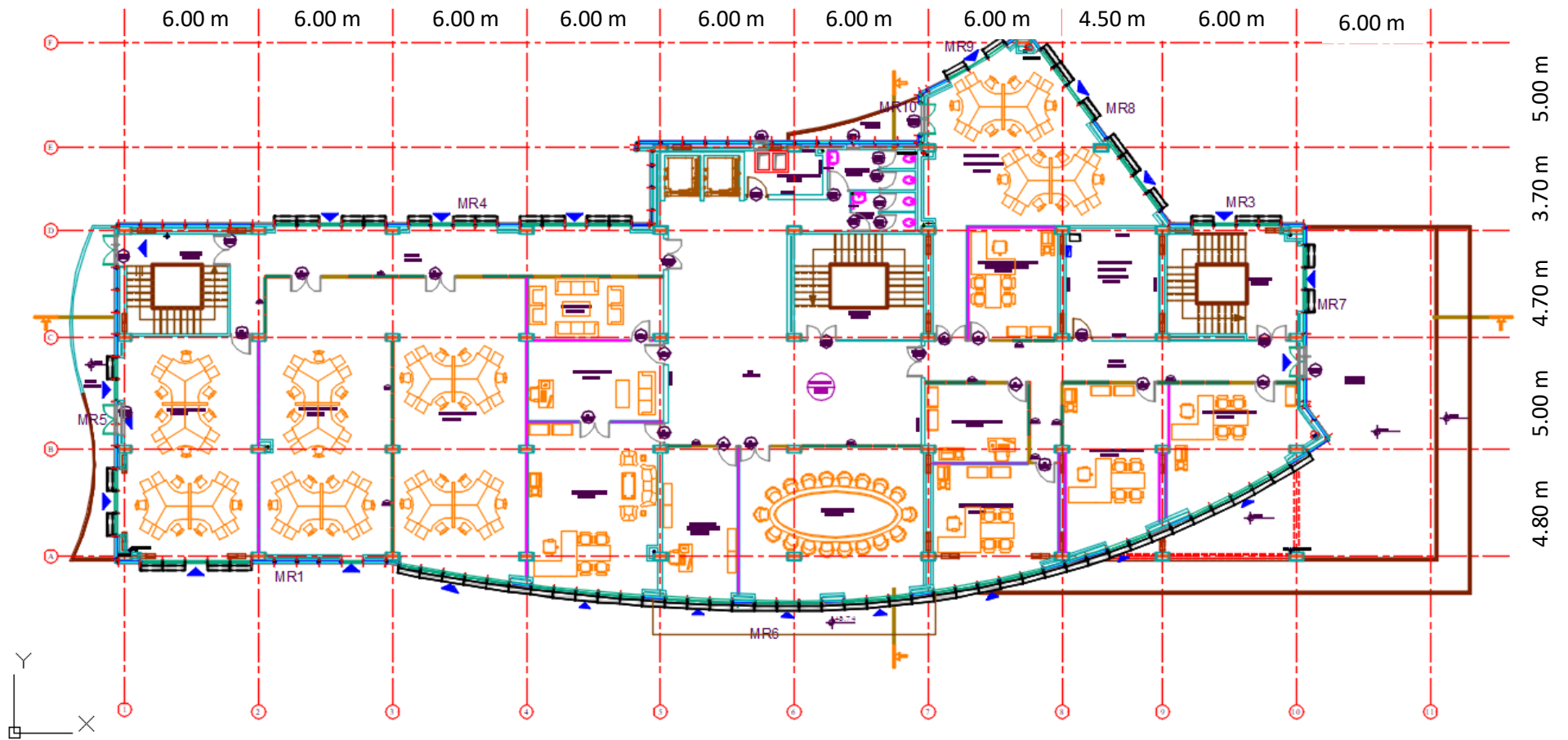


Figure A.4.3 : Plan d'architecture du premier étage (Autodesk Autocad)

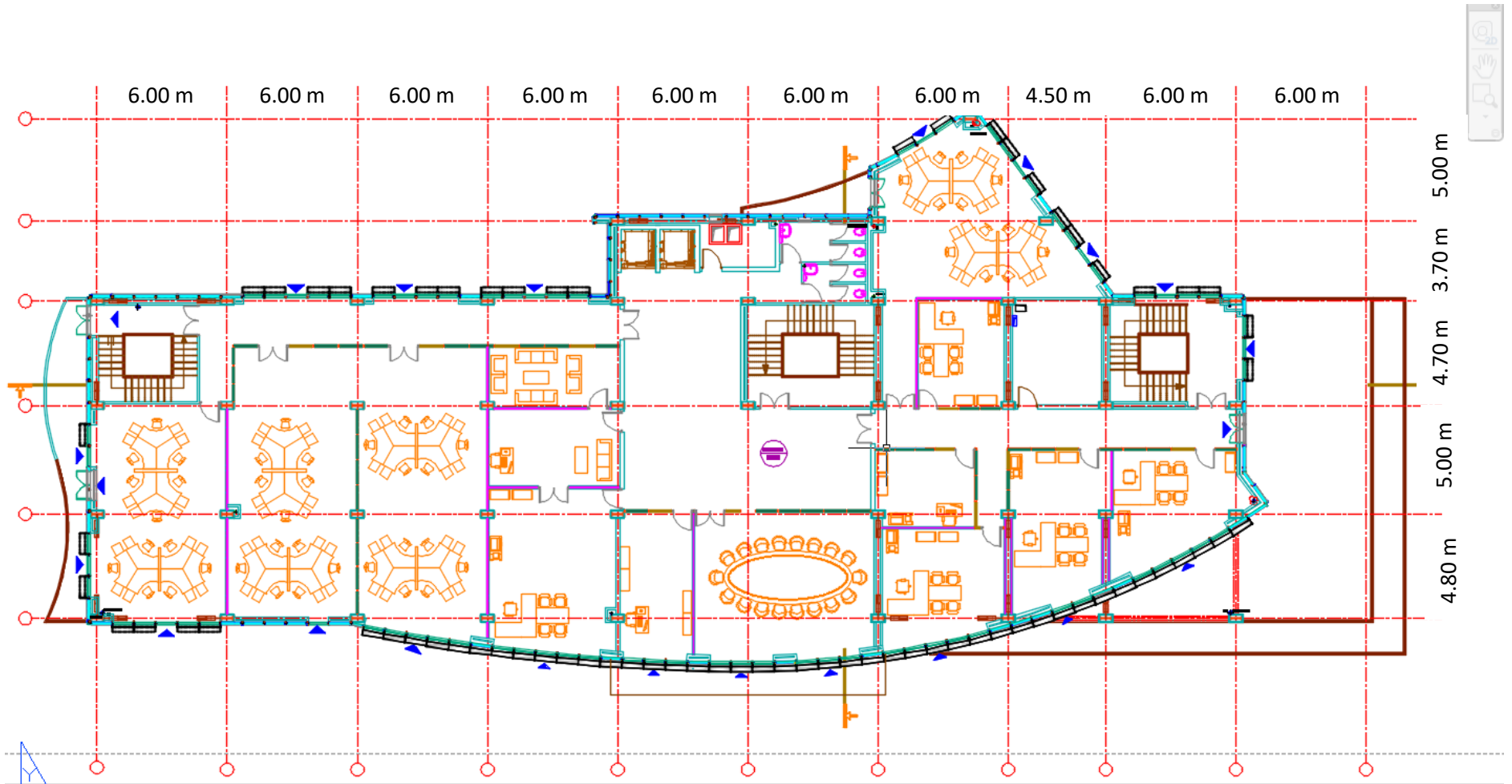


Figure A.4.4 : Plan d'architecture de deuxième, troisième et quatrième étage (Autodesk Autocad)

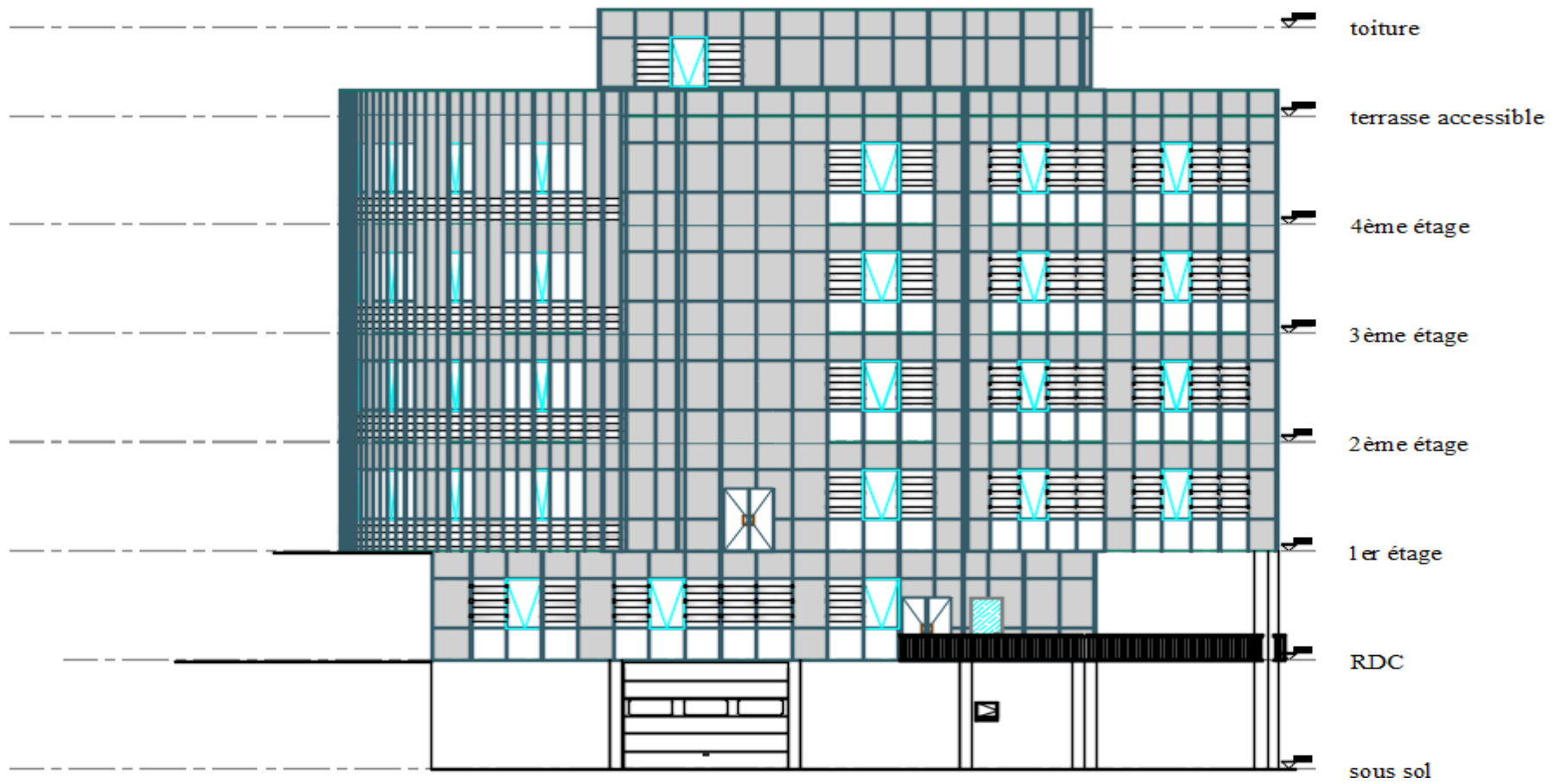


Figure A.4.5 : Plan d'architecture de la façade est (Autodesk Autocad)