

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université de 8 Mai 1945 Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil et d'Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURES

Présenté par : HADRI Manar

Thème :
**Étude technico-économique de la nouvelle gare maritime
de la ville de Ghazaouet**

Sous la direction de : Pr. NAFA Zahreddine

Juin 2025

Remerciement

Tout d'abord, je tiens à remercier ALLAH tout puissant pour m'avoir donné la foi et la force, d'avoir éclairé ma route et de me guider dans le meilleur et bon chemin.

Ce travail n'aurait pas pu avoir le jour et ne serait pas aussi riche sans l'aide et l'encadrement de Pr. NAFA Zahreddine, je le remercie pour sa disponibilité, son accompagnement constant, ses conseils judicieux, ses précieux encouragements, ses explications généreuses, son humanité, sa gentillesse et sa bienveillance tout au long de la réalisation de ce mémoire.

Je souhaite exprimer ma gratitude aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer ce modeste travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Je tiens à remercier chaleureusement tous mes enseignants chacun en son nom pour leur enseignement, leur disponibilité et leur encouragement tout au long de mon parcours académique. Mes remerciements vont également au personnel du département de Génie Civil de la Faculté des Sciences et Technologies de l'Université du 8 Mai 1945 – Guelma.

Mes remerciements vont à l'ensemble de l'équipe de l'entreprise METALFAB EST pour leur accueil chaleureux et les connaissances qu'ils m'ont transmis durant la période de mon stage. Je tiens également à exprimer ma profonde gratitude à mes tuteurs de stage, Mr. BADACHE Kheriredine et Mr. Chorfi Abdel Malek, pour leur disponibilité, leur implication et leurs conseils.

Je remercie Mr. BERGHIS Badriddene et Mr. BOUCHERIT El Mouatassim de m'avoir aidé à retracer les plans d'architecture (2D) et la conception de la structure de l'ouvrage sous forme 3D.

Enfin, mes pensées reconnaissantes vont à toutes les personnes, proches, amis et collègues, qui m'ont soutenu, encouragé ou aidé de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Dédicace

D'abord, Je dédie ce modeste travail qui traduit mes efforts de mon parcours à qui m'ont donné la vie, m'ont offert tous les conditions de bien vivre ainsi de bien apprendre et qui m'ont aidé, encouragé et soutenu dans les moments difficiles ;
« mes parents ».

Ma chère mère qui a allumé mon chemin par son amour, ses encouragement et prières ; mon père pour son soutien, son affection, et la confiance qu'il m'a accordé.
Espérant qu'ils trouvent mon amour et mes respects, et que dieux tout puissants vous garde et vous procure santé bonheur et longue vie.

Je le dédie ce travail aussi :

À mon cher frère «Mouadh» et ma chère sœurs «Ranim»

À mes chères cousines «Wissal», « Ghada », «Randa » et «Khaoula»

À mes amies «Roua», « Menel» et «B.Randa»

À tous mes collègues de la promotion de GENIE CIVIL -Structures- 2025.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude technico-économique de la nouvelle gare maritime à Ghazaouet-Tlemcen- en charpente métallique avec des planchers collaborant. L'ouvrage se développe sur trois niveaux (Rez-de-chaussée plus deux étages) en forme de L. La structure porteuse est constituée d'un système poteaux poutres (ossature) et des contreventements assurant la stabilité.

L'étude de ce projet comporte deux parties, la première partie est une étude technique concernant l'étude climatique (neige et vent) selon RNV 2013, dimensionnement des éléments principaux et secondaires, l'étude sismique selon RPA 2003 et le calcul des assemblages selon les normes européennes Eurocodes3 ; ainsi que l'utilisation du logiciel de modélisation et de calcul des structures en charpente métallique en l'occurrence ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019. La deuxième partie concerne l'étude économique du projet pour avoir une estimation des coûts des matériaux et des principales opérations de fabrication et de montage.

Mot clé : charpente métallique, gare maritime, technico-économique, ossature, contreventements, séisme, neige et vent.

Abstract

The aim of this project is the technical and economic study of the new maritime station in Ghazaouet -Tlemcen-, which is constructed with a steel framework and composite floor slabs. The structure extends over three levels (ground floor plus two upper floors) in an L-shape. The load bearing structure consists of a beam-column system (framework) and bracing elements to ensure stability.

The study of this project includes two parts. The first part is a technical study which concerns several studies. The climatic study (snow and wind) was conducted according to the RNV 2013 code. In addition to the design of primary and secondary structural elements, a seismic study was conducted according to RPA 2003 code. Also, the calculation of connections was conducted according to European standards Eurocodes3. This structural modeling and analysis were carried out using ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019 software for steel structures. The second part concerns the project economic study in order to estimate the costs of materials and the main manufacturing and assembly operations.

Keyword: metal framework, maritime station, technical-economic, frame, bracing, earthquake, snow and wind.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى إجراء دراسة تقنواقتصادية للمحطة البحرية الجديدة في مدينة الغزوات تلمسان، والمبنية بإطار فولاذي وأرضيات مركبة. يتكون المبنى من ثلاثة مستويات (طابق أرضي وطابقان علويان) ويتخذ شكلاً معمارياً على هيئة حرف L. يتألف النظام الإنشائي الحامل من إطار معدني مكوّن من أعمدة وعوارض (نظام هيكل راسي وأفقي)، مدعّم بعناصر مقاومة أفقية (تدعيمات) لضمان الثبات والاستقرار العام للمنشأة تحت تأثير الأحمال الجانبية.

تتكون دراسة هذا المشروع من جزأين: الجزء الأول يتعلق بالدراسة الفنية للمشروع وتشمل دراسة الجوانب التالية: الدراسة المناخية (الثلج والرياح) وفقاً لمعيار RNV 2013، تحديد أبعاد العناصر الرئيسية والثانوية، الدراسة الزلزالية وفقاً لـ RPA 2003،

وحساب التجمعات وفقاً للمعايير الأوروبية Eurocodes3؛ بالإضافة إلى استخدام برنامج النمذجة والحساب للهياكل الإطارية المعدنية ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019

أما الجزء الثاني فيتعلق بالدراسة الاقتصادية للمشروع، ويهدف إلى تقدير تكاليف المواد الأساسية، بالإضافة إلى العمليات الرئيسية الخاصة بالتصنيع والتركيب.

الكلمات المفتاحية: هيكل معدني، محطة بحرية، تقنواقتصادية، إطار، دعامة، زلزال، ثلوج ورياح

Liste des notations

A : Section du profilé.	R : Coefficient de comportement de la structure.
b : largeur du profilé.	T : La période propre.
Cd : Coefficient dynamique.	t : Epaisseur.
Ce : Coefficient d'exposition.	t_w : Epaisseur de l'âme de profile.
Cr : Coefficient de rugosité.	t_r : Epaisseur de la semelle de profile.
Ct : Coefficient de topographie.	V : Surcharge climatique du vent.
d : la hauteur de l'âme.	V_{sd} : Effort tranchant sollicitant.
E : Module d'élasticité longitudinale.	V_{pl, Rd} : Effort tranchant plastique.
F : Force en générale.	V_{el, Rd} : Effort tranchant élastique.
f : La flèche.	W_{el} : Moment de résistance élastique.
f_y : Limite d'élasticité.	W_{pl} : Moment de résistance plastique.
G : Charge permanente.	μ : Coefficient de forme de la charge de neige.
G : Module de cisaillement.	v : Coefficient de poisson.
h : Hauteur d'une pièce.	ρ : Poids volumique.
h : Hauteur du profilé.	χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.
I_y : Moment d'inertie selon l'axe y.	β_w : Facteur de corrélation.
I_z : Moment d'inertie selon l'axe z.	γ_m : Coefficient de sécurité.
L : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).	λ⁻ : Élancement.
L_f : Longueur de flambement.	λ⁻_{LT} : Élancement de déversement.
M_{Sd} : Moment fléchissant sollicitant.	α : Facteur d'imperfection.
M_{Rd} : Moment résistant.	τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.
M_{pl} : Moment plastique.	ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.
M_{pl, Rd} : Moment plastique résistant.	η : Facteur de correction d'amortissement.
M_{b, Rd} : Moment de la résistance au déversement.	
N : Surcharge climatique de la neige.	
Q : Charge d'exploitation.	

Sommaire

Résumé

Liste des Figures

Liste des Tableaux

Introduction générale1

Chapitre I : Etude bibliographique

I. Introduction..... 3

II. Les constructions métalliques 3

III. Avantages et inconvénients de la construction métallique..... 4

 III.1. Les avantages..... 4

 III.2. Les inconvénients 4

IV. Les différents types de construction métalliques 5

 IV.1. Les hangars..... 5

 IV.2. Les bâtiments..... 6

 IV.3. Les silos 6

 IV.4. Les ponts..... 7

V. Les constructions mixtes..... 8

VI. Les constructions diverses..... 9

 VI.1. Les plates-formes offshore..... 9

 VI.2. Les panneaux d'affichage..... 10

 VI.3. Les parcs d'attraction 11

VII. Protection de la structure métallique 11

 VII.1. La corrosion 12

 VII.1.1. Galvanisation de l'acier 12

 VII.1.2. Métallisation des aciers 12

 VII.1.3. Peinture antirouille 12

 VII.2. Le feu 13

 VII.2.1. La peinture intumescente..... 13

 VII.2.2. Les plaques résistantes au feu 14

VIII.	Logiciels de calcul des structures	14
VIII.1.	RDM6	15
VIII.2.	Autodesk Robot Structural Analysis Professional.....	15
VIII.3.	SAP2000	16
VIII.4.	CSB.....	17
VIII.5.	ETABS.....	17
VIII.6.	RWIND 3.....	18
VIII.7.	Dlubal Timber.....	19
VIII.8.	ABAQUS.....	20
VIII.9.	Melody.....	21
VIII.10.	EdiLus STEEL.....	22
IX.	Etude technico-économique	23
IX.1.	Le rôle clé de l'étude technico-économique.....	23
IX.2.	Les composantes majeures d'une étude technico-économique	23
IX.3.	Les différentes étapes de l'étude	24
IX.4.	Les bénéfices d'une étude technico-économique.....	24

Chapitre II : Présentation du projet

I.	Présentation de l'ouvrage.....	25
I.1.	Localisation et données concernant le site	27
II.	Règlements techniques utilisés	28
III.	Matériaux utilisés	28
III.1.	Acier	28
III.1.1.	Propriété de l'acier.....	28
III.2.	Béton.....	29
III.2.1.	Caractéristique du béton	29
III.2.1.1.	Résistance de béton	29
III.2.1.2.	Contraintes limites.....	29
III.2.1.3.	Caractéristiques mécaniques des aciers pour béton	30
IV.	Les assemblages	30

IV.1. Le boulonnage.....	31
IV.2. Le soudage.....	31
V. Les éléments structuraux.....	32
V.1. Les fondations.....	32
V.1.1. Les types des fondations	32
V.2. Les poteaux	33
V.3. Les poutres	34
V.4. Les planchers mixtes.....	34
V.4.1. Les avantages et les inconvénients des planchers mixtes	35
V.4.1.1. Les avantages	35
V.4.1.2. Les inconvénients	35
V.5. Les contreventements	35
V.5.1. Les types de contreventement	36
V.5.1.1. Contreventements de toiture (poutre au vent)	36
V.5.1.2. Contreventement de façades (palée de stabilité)	36
VI. Mur rideau	37
VII. Evaluation des charges et surcharges	38
VII.1. Charges permanentes	38
VII.1.1. Plancher étage courant.....	38
VII.1.2. Plancher terrasse inaccessible	38
VII.1.3. Escalier	39
VII.1.3.1. Volée.....	39
VII.1.3.2. Palier	39
VII.2. Surcharges d'exploitation.....	39

Chapitre III : Etude climatique

I. Introduction.....	40
II. Evaluation de la charge due à la neige (RNV 2013-DTR C 2-4.7)	40
III. Evaluation de la charge due au vent (RNV 2013-DTR C 2-4.7)	40
III.1. Pression dynamique de pointe (q_p)	41
III.1.1. Coefficient d'exposition (C_e)	41
III.2. Coefficient dynamique C_d	44

III.3. La pression aérodynamique $W(z_j)$ et la pression due au vent q_j	44
III.4. Détermination de l'effet du vent dans chaque direction.....	46
III.4.1. Direction du vent V1.....	46
III.4.2. Direction du vent V2.....	48
III.4.3. Direction du vent V3.....	51
III.4.4. Direction du vent V4.....	54
III.4.5. Direction du vent V5.....	57
III.4.6. Direction du vent V6.....	60
IV. Conclusion.....	63

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

I. Introduction.....	64
II. Plancher collaborant.....	64
II.1. Les solives.....	64
II.1.1. Solive pour plancher étage courant	65
II.1.2. Solive pour plancher terrasse inaccessible	66
II.2. Calcul du plancher mixte	67
II.2.1. Calcul du plancher étage courant	67
II.2.2. Calcul du plancher terrasse inaccessible	72
III. Escaliers métalliques	76
III.1. Pré-dimensionnement et calcul d'escalier	77
III.1.1. Escalier de RDC.....	77
III.1.1.1. Calcul du nombre des marches et vérification de la flèche.....	77
III.1.1.2. Calcul du limon	80
III.1.1.3. Calcul de la poutre palière.....	81
III.1.2. Escalier d'étage.....	82
III.1.2.1. Calcul du nombre des marches et vérification de la flèche.....	83
III.1.2.2. Calcul du limon	85
III.1.2.3. Calcul de la poutre palière.....	86
III.2. Conclusion	88

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux

I.	Introduction.....	89
II.	Modélisation de la structure.....	89
	II.1. Normes de conception.....	90
	II.2. Chargement.....	90
	II.3. Données des différents éléments de la structure.....	91
	II.4. Résultats de calcul.....	91
III.	Dimensionnement des éléments principaux de la structure.....	92
	III.1. Dimensionnement du Poteau.....	92
	III.2. Dimensionnement du Poutre de travée 12m.....	93
	III.3. Dimensionnement du Poutre de travée 6m.....	95
	III.4. Dimensionnement de la solive.....	96
	III.5. Dimensionnement du sablier.....	97
	III.6. Dimensionnement du contreventement.....	99
IV.	Classification des éléments en familles.....	101
	IV.1. Vérification des familles sous Robot.....	101
	IV.2. Dimensionnement proposé par ROBOT.....	102
V.	Conclusion.....	102

Chapitre VI : Etude sismique

I.	Introduction.....	103
II.	Méthode de calcul.....	103
III.	Méthode d'analyse modale spectrale.....	103
	III.1. Principe de la méthode.....	103
	III.2. Méthodologie et règlements d'étude.....	103
	III.3. Spectre de réponse de calcul.....	104
	III.4. Détermination des paramètres de spectre de réponse.....	104
	III.4.1. Coefficient d'accélération de zone (A).....	104
	III.4.2. Facteur de correction d'amortissement (η).....	104
	III.4.3. Coefficient de comportement de la structure (R).....	105
	III.4.4. Périodes caractéristiques (T_1 et T_2).....	105
	III.4.5. Période fondamentale (T).....	105
	III.4.6. Facteur de qualité (Q).....	106
	III.4.7. La force sismique.....	107

IV.	Modélisation.....	108
IV.1.	Résultats du calcul.....	109
IV.1.1.	Pourcentage de la participation de masse	109
V.	Note de calcul	110
VI.	Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	115
VII.	Conclusion.....	116

Chapitre VII : Calcul des assemblages

I.	Introduction.....	117
II.	Fonctionnement des assemblages	117
II.1.	Le boulonnage	117
II.2.	Le soudage.....	117
II.3.	Fonctionnement par adhérence.....	117
III.	Calcul des assemblages soudés et boulonnés.....	119
III.1.	Assemblage Poteau – Poutre (HEB280 – IPE450).....	119
IV.	Conclusion.....	129

Chapitre VIII : Estimation du Coût

I.	Introduction.....	130
II.	Calcul du poids de la structure.....	130
II.1.	Calcul du poids des éléments.....	130
II.2.	Calcul le poids des escalier	131
II.3.	Calcul le poids des planchers.....	132
III.	Le temps de fabrication	132
IV.	Estimation du coût.....	133
V.	Conclusion	134
	Conclusion générale	135
	Annexe 1 : Etude climatique	136
	Annexe 2 : Elements principaux	138
	Annexe 3 : Etude sismique	145
	Annexe 4 : Résultats des assemblage	148
	Annexe 5 : Modèles des feuilles de calcul du métré et l'évaluation des coûts	191
	Références	195

Liste des figures

Chapitre I : Etude bibliographique

Fig.I.1: Hangar métallique.....	5
Fig.I.2 : Bâtiment à structure métallique.	6
Fig.I.3 : Silos en charpente métallique.	7
Fig.I.4 : Ponts à structure métallique.....	7
Fig.I.5 : Poutre mixte.....	8
Fig.I.6 : Poteau mixte.	8
Fig.I.7 : Plancher mixte	9
Fig.I.8 : Une plate-forme pétrolière offshore.	10
Fig.I.9 : Panneau d'affichage.....	10
Fig.I.10 : Parc d'attraction en Italie.....	11
Fig.I.11 : Les couches de protection d'un profilé.....	14
Fig.I.12 : Résolution d'un problème de structure métallique sous RDM6.....	15
Fig.I.13 : Construction métallique modélise par logiciel robot structural.....	16
Fig.I.14 : Conception d'un bâtiment avec SAP2000	16
Fig.I.15 : Fenêtre principale de CSB	17
Fig.I.16 : Modélisation d'une structure avec logiciel ETABS	18
Fig.I.17 : La simulation des flux de vent (soufflerie).....	19
Fig.I.18 : Projet conçu avec le logiciel de calcul de structure Dlubal	20
Fig.I.19 : Simulation d'une plaque Acier par ABAQUS.....	21
Fig.I.20 : Conception d'une structure métallique avec Melody	22
Fig.I.21 : Conception de structures en acier avec logiciel EdiLus STEEL	22

Chapitre II : Présentation du projet

Fig.II.1: La vue en 3D de la gare maritime	25
Fig.II.2 : Plan de rez-de-chaussée de la gare.....	26
Fig.II.3 : Plan de premier étage (Restaurant et cafétéria).....	26
Fig.II.4 : Plan de deuxième étage (Restaurant et cafétéria).....	27
Fig.II.5 : La coupe B-B	27
Fig.II.6 : Différents points d'assemblage dans une structure métallique.. ..	31
Fig.II.7 : Les types des fondations.	32

Fig.II.8 : Section en I et H.....	33
Fig.II.9 : Section en caisson et pleine.....	33
Fig.II.10 : Section en profilés creux.....	33
Fig.II.11 : Poteaux composés	33
Fig.II.12 : Les différents types des poutres.....	34
Fig.II.13 : Plancher mixte à dalle collaborant.	35
Fig.II.14 : Contreventement de toiture (poutre au vent).....	36
Fig.II.15 : Les différents types des contreventements de façade.....	36
Fig.II.16 : Détail du mur rideau en verre.....	37

Chapitre III : Etude climatique

Fig.III.1 : Les directions du vent.....	41
Fig.III.2 : Coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante.....	45
Fig.III.3 : Vue en plan pour la division de la paroi (V1)..	46
Fig.III.4 : Vue en élévation pour la division de la paroi dans le cas ou $e > d$	46
Fig.III.5 : Légende pour les toitures plates (V1).....	47
Fig.III.6 : Vue en plan pour la division de la paroi (V2)..	49
Fig.III.7 : Vue en élévation pour la division de la paroi dans le cas ou $e < d$	49
Fig.III.8 : Légende pour les toitures plates (V2).....	50
Fig.III.9 : Vue en plan pour la division de la paroi (V3)..	52
Fig.III.10 : Vue en élévation pour la division de la paroi dans le cas ou $e > d$	52
Fig.III.11 : Légende pour les toitures plates (V3).....	53
Fig.III.12 : Vue en plan pour la division de la paroi (V4)..	55
Fig.III.13 : Vue en élévation pour la division de la paroi dans le cas ou $e < d$	55
Fig.III.14 : Légende pour les toitures plates (V4).....	56
Fig.III.15 : Vue en plan pour la division de la paroi (V5)..	58
Fig.III.16 : Vue en élévation pour la division de la paroi dans le cas ou $e < d$	58
Fig.III.17 : Légende pour les toitures plates (V5).....	59
Fig.III.18 : Vue en plan pour la division de la paroi (V6)..	61
Fig.III.19 : Vue en élévation pour la division de la paroi dans le cas ou $e < d$	61
Fig.III.20 : Légende pour les toitures plates (V6).....	62

Chapitre IV : Etude des éléments secondaire

Fig.IV.1: Conception d'un plancher collaborant.....	64
Fig.IV.2 : Disposition des solives.....	67
Fig.IV.3 : La portée de la poutre.	68
Fig.IV.4 : Largeur efficace de la dalle en béton	68
Fig.IV.5 : Distribution des contraintes plastique dans le cas de l'axe neutre plastique situé dans la dalle..	69
Fig.IV.6 : Caractéristique du connecteur.....	71
Fig.IV.7 : Escalier métallique droit	77
Fig.IV.8 : Modèle d'escalier de RDC.....	78
Fig.IV.9 : Les surcharges sur les escaliers de RDC.....	80
Fig.IV.10 : Schéma statique de la poutre palière de RDC.....	81
Fig.IV.11 : Escalier métallique à deux volées.	82
Fig.IV.12 : Modèle d'escalier étage..	84
Fig.IV.13 : Les surcharges sur les escaliers d'étage.	84
Fig.IV.14 : Schéma statique de la poutre palière d'étage.	86

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux

Fig.V.1 : La vue en 3D de la structure.....	89
--	----

Chapitre VI : Dimensionnement des éléments structuraux

Fig.VI.1 : Vue en 3D de la structure.....	109
Fig.VI.2 : Spectre de la repense selon la direction X	114
Fig.VI.3 : Spectre de la repense selon la direction Y.	115

Chapitre VII : Calcul des assemblages

Fig.VII.1 : Schéma 3D d'assemblage (poteau-traverse)	119
Fig.VII.2 : Schéma d'assemblage (poteau-traverse)	120

Liste des tableaux

Chapitre II : Présentation du projet

Tableau II.1: Caractéristiques des nuances d'acier	28
Tableau II.2 : Caractéristiques mécaniques des aciers pour béton	30
Tableau II.3 : Charge permanente pour plancher étage courant.....	38
Tableau II.4 : Charge permanente pour plancher terrasse inaccessible.....	38
Tableau II.5 : Charge permanente pour escalier (Volée).	39
Tableau II.6 : Charge permanente pour escalier (Palier).....	39

Chapitre III : Etude climatique

Tableau III.1: Pressions du vent sur les parois verticales (V1).....	48
Tableau III.2 : Pressions du vent sur la toiture (V1)	48
Tableau III.3: Pressions du vent sur les parois verticales (V2).....	51
Tableau III.4 : Pressions du vent sur la toiture (V2)	51
Tableau III.5: Pressions du vent sur les parois verticales (V3).....	54
Tableau III.6 : Pressions du vent sur la toiture (V3)	54
Tableau III.7: Pressions du vent sur les parois verticales (V4).....	57
Tableau III.8 : Pressions du vent sur la toiture (V4)	57
Tableau III.9: Pressions du vent sur les parois verticales (V5).....	60
Tableau III.10 : Pressions du vent sur la toiture (V5)	60
Tableau III.11: Pressions du vent sur les parois verticales (V6).....	63
Tableau III.12 : Pressions du vent sur la toiture (V6)	63

Chapitre IV : Etude des éléments secondaire

Tableau IV.1: Caractéristiques de la tôle Cofrastra 40.....	64
Tableau IV.2 : Caractéristiques du profilé IPE240.....	65
Tableau IV.3 : Caractéristiques du profilé IPE240.....	66
Tableau IV.4 : Caractéristiques du profilé L45×45×5	79
Tableau IV.5 : Caractéristiques de profilé UPN260	80
Tableau IV.6 : Caractéristiques de profilé IPE100.....	82
Tableau IV.7 : Caractéristiques de profilé L40×40×5	84
Tableau IV.8 : Caractéristiques de profilé UPN140.....	86

Tableau IV.9 : Caractéristiques du profilé IPE140.....	87
Tableau IV.10 : Les différents profilés adaptés pour les éléments de l'escalier	88

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Tableau V.1: Sections des différents éléments de la structure.....	91
Tableau V.2 : Efforts extrêmes globaux.	91
Tableau V.3 : Les différentes familles envisagées.....	101
Tableau V.4: Résultats de la vérification des familles donné par Robot.	101
Tableau V.5 : Dimensionnement proposé par logiciel des différents éléments.....	102
Tableau V.6 : Tableau récapitulatif des profilés plus économiques	102

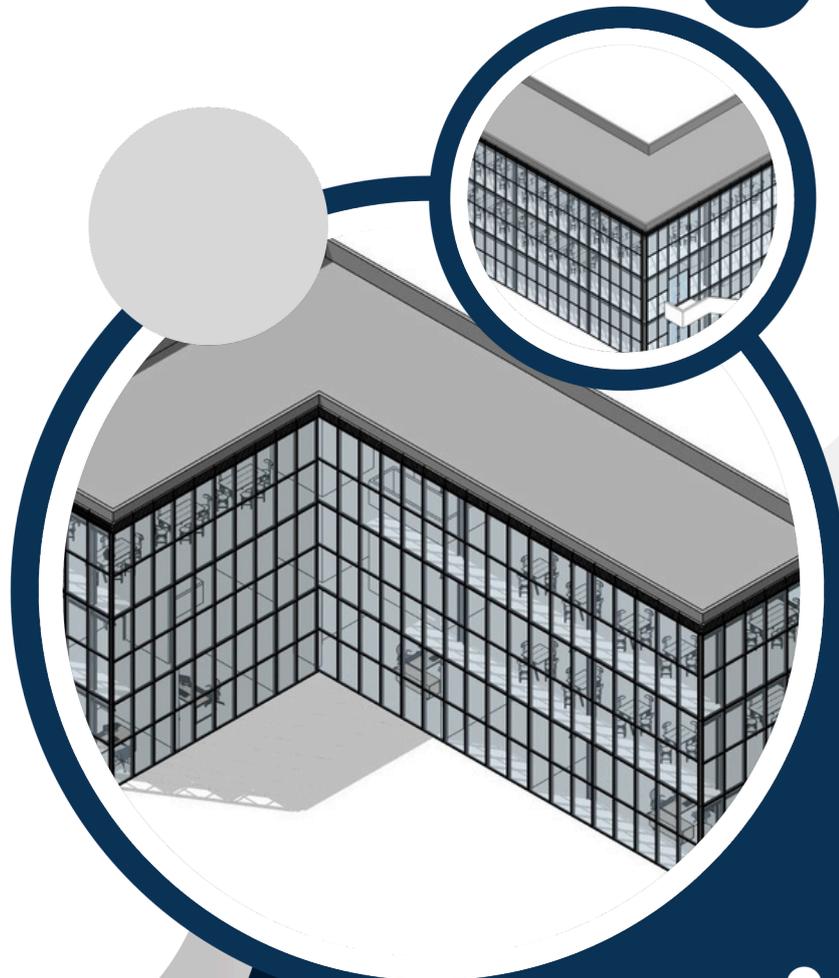
Chapitre VI : Etude sismique

Tableau VI.1: Valeurs de pénalité Pq selon les critères de qualités q	107
Tableau VI.2 : Pourcentage de participation de masse.....	109

Chapitre VIII : Estimation du coût

Tableau VIII.1: Le poids unitaire et le poids total des éléments donnés par le logiciel Robot.....	131
Tableau VIII.2: Résultats donnés par logiciel robot sur le poid et la surface des planchers.....	132
Tableau VIII.3: Tableau récapitulatif sur le temps des opérations	133
Tableau VIII.4: Tableau récapitulatif du coût des élémnets et des escalier	134

INTRODUCTION GENERALE



Introduction générale

Le génie civil joue un rôle essentiel dans la création des infrastructures nécessaires au développement de nos sociétés modernes. Il englobe la conception, la construction et l'entretien de structures telles que les bâtiments, les ponts et les routes. Ces infrastructures sont cruciales pour le bon fonctionnement de notre quotidien et pour le développement économique. Le but des études en génie civil est de concevoir des structures capables de résister aux multiples phénomènes naturels, tels que les tremblements de terre et les vents extrêmes.

Après la révolution industrielle au XIXe siècle, où la construction métallique utilisa principalement du fer puddlé (Tour Eiffel), l'acier fit sa génération. Les gratte-ciels américains furent parmi les premiers exemples à être construits sur une ossature métallique, sur lesquelles viennent fixer les façades non porteuses. De nos jours, la construction métallique va de la petite serrurerie jusqu'à la grosse charpente de tablier de pont ou d'immeubles, tout en passant par les hangars industriels, agricoles, bâtiments commerciaux, de bureaux, etc.

L'étude des constructions métalliques devienne de plus en plus très recommandée en construction et en architecture. Les structures en acier présentent plusieurs avantages tels que la fiabilité, le montage rapide sur site, le démontage si nécessaire, ductilité sismique et leur haute résistance à la traction permettant l'utilisation de grandes portées. De plus, le poids d'une construction métallique est faible en comparaison aux autres alternatives, elle implique des fondations moins importantes, son utilisation à un impact évidant sur la réduction des coûts et son usage permet une utilisation plus efficace des sites.

Face à ses avantages les plus considérables, les constructions métalliques possèdent également des inconvénients tels que la susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique, en raison de la minceur des profils, mauvaise tenue au feu et la nécessité d'entretien régulier des revêtements protecteurs contre la corrosion pour assurer la pérennité de l'ouvrage.

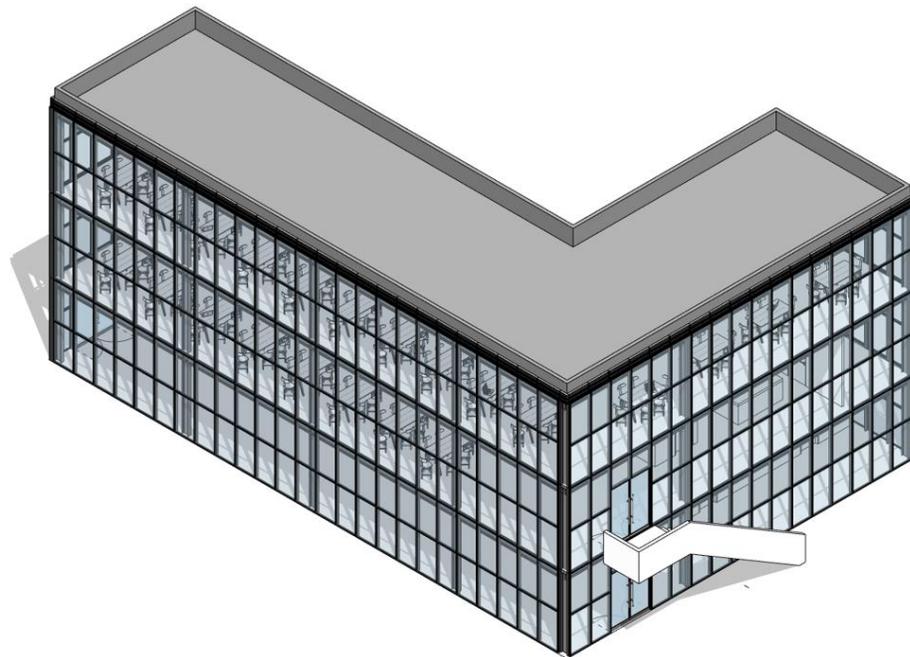
Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, qui nous a été confié nous proposons de faire une étude technico-économique d'une construction métallique complète de dimensionnement et de vérification de la nouvelle gare maritime dans la ville Ghazaouet « wilaya de Tlemcen » avec ossature en charpente métallique et bardage en mur rideaux.

Cette étude est réalisée en utilisant le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSE 2019 tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur en Algérie tels que (RPA99/2003, RNV2013, EUROCOD 03 et CCM97).

Le travail réalisé outre l'introduction et la conclusion générale comporte huit chapitres

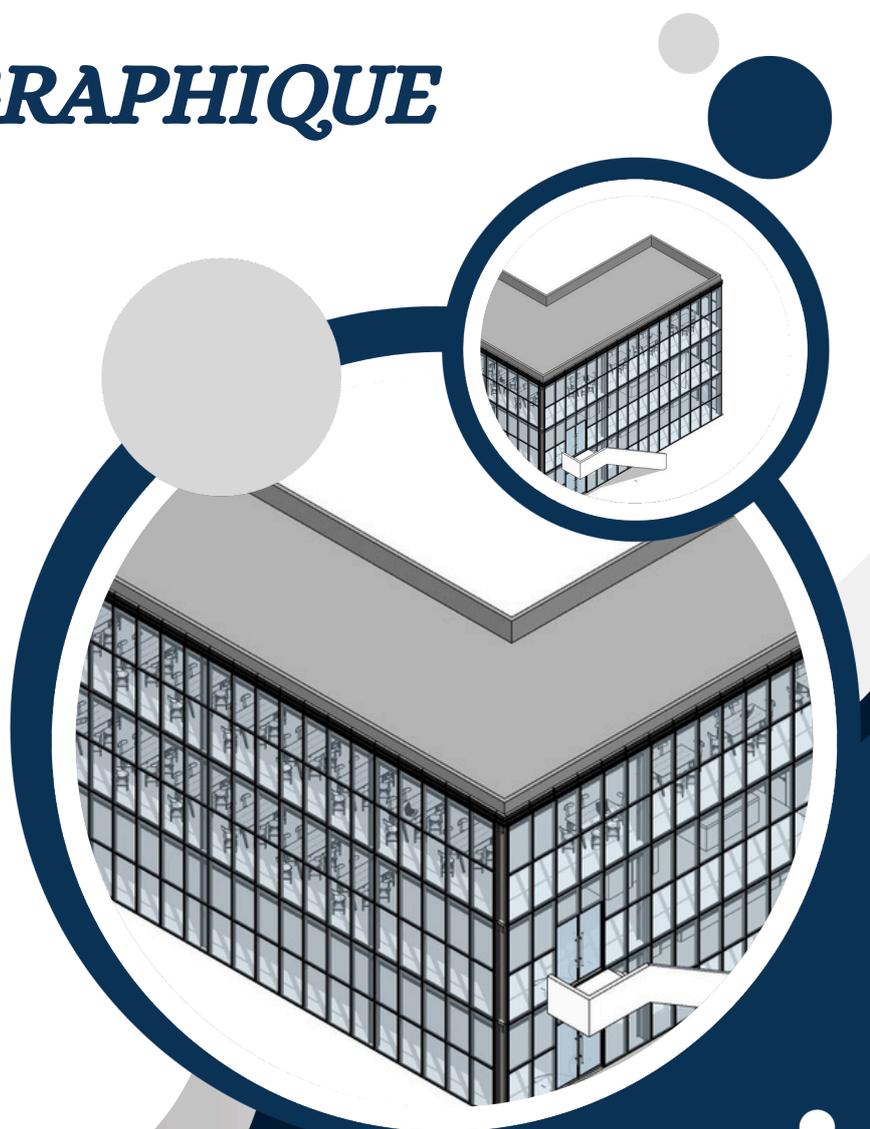
- Le premier chapitre présente une étude bibliographique sur les différents types de structures métalliques ainsi que les logiciels de calcul.
- Le chapitre deux est une présentation du projet, les matériaux utilisés, les règlements et les éléments principaux.
- Le troisième chapitre décrit l'étude climatique selon le Règlement Neige et Vent (RNV 2013)
- Les chapitres quatre et cinq se focalisent sur le dimensionnement des éléments secondaires et les éléments structuraux réalisés soit par le logiciel Robot soit manuellement.
- L'étude sismique de la structure selon le Règlement Parasismique Algériennes (RPA99/20003) est présentée dans le sixième chapitre.
- Le septième chapitre portera sur le calcul des assemblages des différents éléments de la structure.
- Le dernier chapitre donne une estimation approximative du coût de la structure.

Enfin cette étude est clôturée par une synthèse des principaux résultats de ce travail.



CHAPITRE I

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE



I. Introduction

Les constructions métalliques représentent un domaine clé d'utilisation des produits laminés issus de la forge, notamment les tôles et les profilés. Leur mise en œuvre nécessite des opérations préalables telles que la découpe, le perçage et le soudage en usine. En raison du coût élevé des matériaux, l'optimisation du poids est essentielle, favorisant ainsi l'acier dans des applications spécifiques qui tirent parti de ses atouts : légèreté, rapidité d'installation, adaptabilité aux transformations futures et excellentes propriétés mécaniques (limite élastique, ductilité, résistance à la fatigue). Les constructions métalliques trouvent de nombreuses applications, notamment dans le secteur du bâtiment. Les halles industrielles, qu'elles soient lourdes ou légères (usines de transformation ou de stockage), utilisent fréquemment l'acier pour leurs ossatures, bardages et équipements tels que les ponts roulants. Même dans les pays en développement, les charpentes industrielles restent compétitives grâce à la simplicité de leur assemblage et à la facilité de transport des éléments par voie maritime ou terrestre.

II. Les constructions métalliques

On entend par construction métallique un assemblage de pièces en métal.

La partie qui sert comme support à cette construction est appelée charpente.

- Le premier ouvrage construit en acier fut un arc de 30 m de portée réalisé en Angleterre entre 1777 et 1779
- 1780-1820 : Un grand nombre de ponts en utilisant la fonte a été réalisé.
- Au début de 1840 le fer forgé a remplacé la fonte et le premier pont important, au pays de Galles a été réalisé.
- Aux environs de 1870 les premiers profilés en forme de I ont été réalisés
- Jusqu'à 1993, la conception et le calcul des constructions métalliques étaient régis par différentes réglementations :
 - Les règles de calcul des constructions en acier, dites règles CM 66.
 - Le titre V du fascicule 61 du cahier des prescriptions communes.
 - Les normes NF.
 - L'additif 80
- Depuis 1993, une nouvelle réglementation européenne est entrée en vigueur et impose, en remplacement de ces divers et précédents textes, un code unique : l'Eurocode 3.

- En Algérie, les règles CCM97 sont appliquées depuis 1997. (KHALDI, 2021-2022)

III. Avantages et inconvénients de la construction métallique

D'après la norme européenne EN 10025, l'acier est un matériau contenant en poids plus de fer que les autres éléments, ayant en général moins de 2 % de carbone et contenant d'autres éléments. L'acier peut, dans certains cas, être le seul matériau qui répond aux contraintes économiques et techniques imposées. C'est le cas par exemple lorsque la topographie du terrain est mouvementée (sites pentus), où l'adaptation de l'ossature au sol et aux fondations est complexe ainsi que dans les zones sismiques, où la solution métallique est la plus performante grâce à la légèreté de la structure et à la ductilité du matériau. (MIMED, 2024)

III.1. Les avantages

- Résistance mécanique :
 - résistance élevée à la traction permettant des portées et hauteurs importantes.
 - possibilité d'adaptation plastique pour une plus grande sécurité.
- Industrialisation totale : possibilité de préfabrication.
- Transformation ou modification.
- Possibilités architecturales : des formes architecturales plus élaborées avec des portées plus importantes.
- Récupération après mise hors service.
- Meilleure résistance au séisme du fait de la ductilité de l'acier.

III.2. Les inconvénients

- Prix élevé (concurrentiel avec le béton armé pour les grandes portées).
- Mauvaise tenue au feu ce qui implique des mesures de protection onéreuses.
 - Solution :
 - *Application des peintures spéciales.
 - *Application d'un isolant pour freiner la transmission du feu comme le plâtre, association de l'acier au béton.
- Corrosion : apparition en surface des couches de rouille (la rouille est un oxyde engendré par l'humidité de l'atmosphère).

- Solution :
 - * Peintures anti- rouille
- Revêtement métallique (Chromisation, Galvanisation « Zinc »). (KHALDI, 2021-2022)

IV. Les différents types de construction métalliques

IV.1. Les hangars

Les hangars métalliques sont des structures métalliques préfabriquées, généralement en acier ou en aluminium, ce sont des espaces très durables et polyvalents. Il peut être utilisé dans divers domaines tels que l'industrie, l'agriculture, la logistique. Ils sont généralement construits à l'aide de cadres en acier, qui offrent solidité, flexibilité et résistance aux conditions environnementales difficiles. Ces hangars peuvent être personnalisés en taille, conception et disposition pour répondre à des besoins spécifiques, ce qui en fait une solution efficace pour les opérations à petite et grande échelle. [Site 1]



Fig.I.1: Hangar métallique. [Site 2]

IV.2. Les bâtiments

Les bâtiments à structure métallique sont des bâtiments dont la structure porteuse est en acier. La structure principale est généralement composée de poutres, de colonnes, de fermes et d'autres éléments fabriqués en profilés d'acier. Les pannes, les contreventements et les poutres de liaison en acier aussi constituent la structure secondaire. Ils sont associés à la structure fermée, comme le toit, le plancher et le mur, qui forment un bâtiment complet.

L'acier de construction désigne les cornières laminées à chaud, les profilés en acier, les poutres en I, les profilés en H et les tuyaux en acier. Le bâtiment dont la structure porteuse est constituée d'éléments en acier est appelé bâtiment à structure métallique. [Site 3]



Fig.I.2 : Bâtiments à structure métallique. [Site 4]

IV.3. Les silos

Les silos métalliques sont des structures utilisées pour stocker des matériaux en vrac comme des céréales, du ciment, ou des granulats. Ils sont composés de cellules métalliques en tôles d'acier galvanisé ou d'aluminium planes ou ondulées, boulonnées ou serrées, fixées sur un radier en béton étanchéifié. Ce type de silo présente les avantages suivants :

- Un montage souvent facile et rapide.
- Toutes les pièces en acier du silo sont fabriquées dans une usine, ce qui permet d'assurer le contrôle total de la qualité.
- Les silos métalliques sont faciles à ventiler avec une très grande efficacité.

- La structure en acier est plus souple, c'est pourquoi les silos métalliques présentent un meilleur comportement en cas de mouvements sismiques. (SLIMANE, 2016)



Fig.I.3 : Silos en charpente métallique. [Site 5]

IV.4. Les ponts

Le pont métallique est un ouvrage d'art qui permet de franchir un obstacle, qu'il soit naturel ou artificiel. Il est construit principalement en métal (acier ou fer) et destinée à supporter des charges telles que des véhicules, des trains ou des piétons. Le pont métallique se compose principalement des éléments métalliques robustes tels que les poutres, les treillis, les arches ou les câbles. [Site 6]



Fig.I.4 : Ponts à structure métallique. [Site 7]

V. Les constructions mixtes

Une structure mixte doit sa capacité portante à la collaboration structurale entre l'acier et le béton, qui exploite les caractéristiques favorables respectives de ces matériaux de façon optimale.

Bien que ceux-ci soient de natures différentes, ils se complètent fort opportunément :

- Le béton est tout indiqué pour résister à la compression tandis que l'acier est mieux adapté pour transmettre des efforts de traction.
- L'élançement des éléments en acier les rend sensibles au flambement par flexion, au flambement par flexion-torsion et au voilement local tandis que la présence du béton permet de limiter l'apparition de ces formes d'instabilité ;
- Le béton recouvrant l'acier met celui-ci à l'abri de la corrosion.
- Le béton constitue une bonne protection contre l'incendie car, grâce à la plus grande inertie thermique du béton, l'acier s'échauffe moins rapidement et une redistribution des efforts s'opère de l'acier (plus chaud) vers le béton (plus froid).
- Grâce à sa ductilité, l'acier confère à la construction mixte une très bonne capacité de déformation plastique. **(René Maquoi)**

On a plusieurs types des constructions mixtes acier-béton comme :

- Les poutres mixtes.
- Les poteaux mixtes.
- Les dalles ou les plancher mixtes.



Fig.I.5 : Poutre mixte. [Site 8]

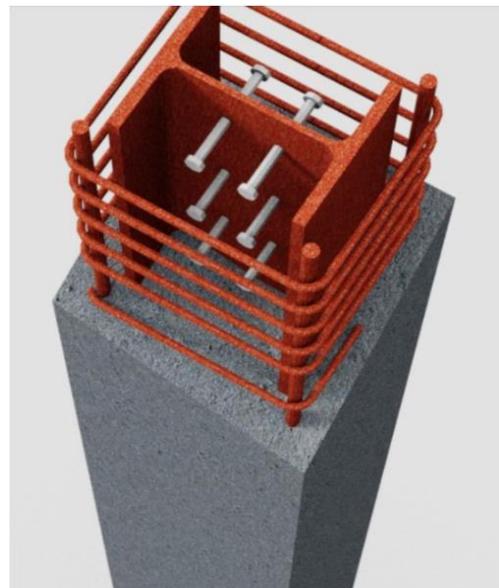


Fig.I.6 : Poteau mixte. [Site 8]

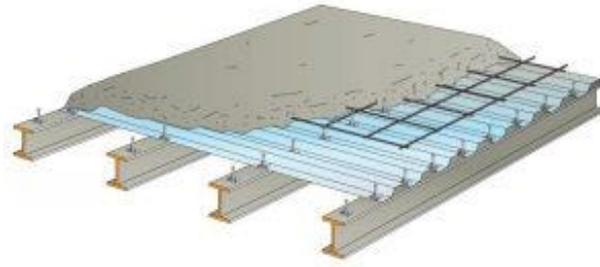


Fig.I.7 : Plancher mixte. [Site 9]

VI. Les constructions diverses

VI.1. Les plates-formes offshore

Les plates-formes pétrolières offshore souvent appelées « plates-formes de forage offshore » sont des unités permettant d'extraire, produire ou stocker le pétrole et/ou le gaz situés en haute mer à des profondeurs parfois très importantes.

Elle supporte principalement les dispositifs nécessaires pour la phase de forage ou d'extraction du pétrole. Elle peut également inclure des équipements destinés à assurer un hébergement du personnel d'exploitation. Certaines plateformes permettent de transformer le pétrole extrait pour le rendre plus facile à transporter.

L'assemblage de la plate-forme est réalisé sur la terre ferme, la structure est ensuite transportée sur des barges géantes jusqu'au site. La conception de la structure porteuse doit tenir compte de contraintes spécifiques liées au milieu marin (marées, tempêtes, houle, courants, vent), à la corrosion liée à cet environnement et au risque sismique.

Les plateformes pétrolières tiennent grâce à des ancrages robustes tels que des pieux profondément enfoncés dans le fond marin ou des systèmes de lestage et de tension par câbles pour stabiliser la structure contre les forces de la mer. **[Site 10]**



Fig.I.8 : Une plate-forme pétrolière offshore. [Site 11]

VI.2. Les panneaux d'affichage

Un panneau d'affichage est une structure destinée à présenter des publicités extérieures, qui est constituée d'au moins un panneau publicitaire et d'un support. En général, les panneaux d'affichage sont placés dans des zones fréquentées et peuvent être fixes, fixés sur des bâtiments ou fixés à d'autres structures. Respectant les normes d'ingénierie, les panneaux d'affichage modernes sont fabriqués en acier, tandis que les structures plus anciennes sont en bois ou en fer. Cette classe de panneaux publicitaire est construite à partir de supports en cornière ou en acier, avec une structure métallique, une passerelle et un seul panneau. Il est possible d'encastrer les supports dans le sol. (MIMED, 2024)



Fig.I.9 : Panneau d'affichage. [Site 12]

VI.3. Les parcs d'attraction

Les parcs d'attractions se sont, dans les années 90, développés en France comme dans l'ensemble du monde. Ils apparaissent comme des lieux de divertissement spécifiques dans la construction d'une illusion basée souvent sur des contenus culturels et/ou scientifiques sophistiqués. D'où la tentation d'y voir de nouveaux lieux d'éducation qui pourraient servir de modèles aux musées. Les expositions universelles sont des lieux qui mélangent volontiers des perspectives pédagogiques avec les procédés des parcs d'attractions. [Site 13]

Les parcs « de loisirs » déploient leurs activités en plein air ou en intérieur (espaces indoor), fournissant des activités culturelles, de loisirs et de divertissements. Il comprend généralement des manèges (montagnes russes, carrousels, grandes roues, etc.), des jeux, des spectacles en direct et parfois des thématiques spécifiques inspirées de films, de contes ou d'univers fantastiques. Ils sont souvent constitutifs d'un domaine plus vaste comprenant des hébergements en hôtellerie, des commerces, d'autres activités de loisirs... [Site 14]



Fig.I.10 : Parc d'attraction en Italie. [Site 15]

VII. Protection de la structure métallique

L'acier présente quelques inconvénients parmi lesquels on cite la corrosion et le feu, chaque élément doit subir un traitement spécifique contre ces deux facteurs. Les types de protections diffèrent selon l'usage et l'implantation de l'édifice. (MIMED, 2024)

VII.1. La corrosion

Corrosion signifie rouille, un phénomène de type physicochimique dont l'effet est d'altérer les métaux ferreux. La rouille touche l'acier, métal principal des éléments métalliques des charpentes. La rouille se forme quand l'acier est au contact d'eau. Un milieu chaud et humide favorise l'apparition d'oxydation de type rouille. Sans protection, une charpente métallique sous couverture est un ouvrage exposé à un environnement chaud et humide.

Il existe trois principales techniques et traitements anticorrosion pour protéger les structures en charpente métallique contre le phénomène de la corrosion :

- Galvanisation de l'acier.
- Métallisation des aciers.
- Revêtement antirouille (peinture). [Site 16]

VII.1.1. Galvanisation de l'acier

L'acier galvanisé est antirouille pour longtemps. La galvanisation est un traitement anticorrosion par bain des pièces en acier dans du zinc en fusion. Le zinc fait partie des matériaux auto-protégés contre la corrosion. Les structures métalliques ayant subi un traitement par galvanisation sont des produits à haute protection anticorrosion. [Site 16]

VII.1.2. Métallisation des aciers

Un environnement acide ou humide produit très peu de rouille sur les ouvrages en acier métallisé. La mise en œuvre de la métallisation est l'application de zinc ou d'aluminium chaud pulvérisé sur l'acier.

En refroidissant, la surface des pièces cristallise une pellicule de protection. L'effet anticorrosion est durable. Le procédé de métallisation convient pour les grandes pièces de charpente. [Site 16]

VII.1.3. Peinture antirouille

Le traitement de surface par une peinture anticorrosive est une méthode très courante en termes de prévention des ouvrages métalliques (85 % des surfaces protégées), et plus particulièrement en milieu marin.

Cette technique présente l'avantage de pouvoir traiter la plupart du temps les éléments en usine avant de les amener sur chantier. On a donc une facilité de mise en œuvre et de ce fait un avantage économique. (MIMED, 2024)

VII.2. Le feu

L'acier, considéré généralement comme matériau de construction incombustible, peut cependant présenter une résistance fortement réduite au-delà de la température critique d'environ 500 °C.

En cas d'incendie, il arrive que les structures en acier ne remplissent plus leurs fonctions statiques, de sorte que la stabilité de l'ensemble du bâtiment se trouve compromise. En outre, sous l'effet des températures élevées, l'ossature métallique subit une forte dilatation linéaire qui, en cas d'incendie, peut exercer des contraintes intolérables sur les murs et les dalles. C'est pourquoi les structures en acier doivent être munies d'un revêtement anti-feu qui empêche la température de monter au-delà de la température critique. [Site 17]

Pour remédier aux problèmes, ils existent plusieurs techniques parmi lesquelles :

- La peinture intumescente
- Les plaques résistantes au feu

VII.2.1. La peinture intumescente

Les peintures intumescentes sont des peintures qui présentent la particularité de s'expanser sous l'effet de la chaleur. Elles forment ce que l'on appelle une meringue qui va retarder l'échauffement de la structure. La composition chimique varie d'un fabricant à l'autre. Elles sont soit à base de solvants soit à base aqueuse. La réaction d'expansion est assurée par un agent spumescent comme la mélamine. La composition est complétée par un agent de carbonisation type hydrates de carbone, et une source d'acide le plus souvent de type phosphates.

Elles s'appliquent au pistolet à peinture, au rouleau ou à la brosse. Elles s'adaptent à toutes les formes sans modifier ni amener de surpoids à la structure. L'application de la peinture nécessite du soin à la mise en œuvre et des précautions au regard de la toxicité du produit. Ce type de peinture est très utilisé sur les bâtiments de grande hauteur et les tunnels.

La peinture intumescente est assez répandue pour la protection au feu des structures métalliques. Elle est souvent appliquée sur les parties visibles des structures dans les zones où on recherche une qualité architecturale. Elle à un aspect blanc, il est possible d'ajouter une couche de peinture de finition. Cette couche de finition apporte d'ailleurs une protection supplémentaire à la peinture intumescente et garantit son efficacité dans le temps en limitant le vieillissement du produit.

(SAULNIER, 2022)

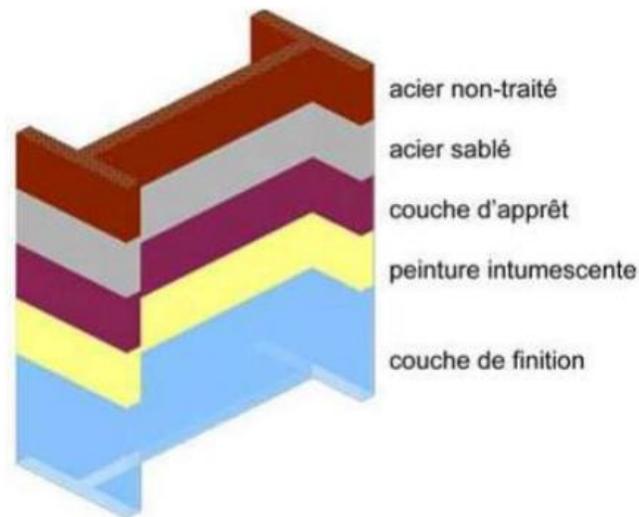


Fig.I.11: Les couches de protection d'un profilé. (MIMED, 2024)

VII.2.2. Les plaques résistantes au feu

Elles isolent thermiquement la structure contre les effets du feu (voir schéma 2). Elles permettent à celle-ci de supporter ses charges tout au long de la durée requise (de trente minutes à quatre heures). Deux types de produits se partagent le marché : ceux de faible densité minérale (<180 kg/m³) et ceux de forte densité minérale à base de matériaux comme le plâtre, la vermiculite ou le silicate de calcium. Ces produits sont simples à poser. Ils se fixent à l'aide d'agrafes, de clous, de vis ou de colles spéciales. L'épaisseur dépend de la résistance au feu exigée, du facteur de massivité A/V ainsi que de la température critique. [Site 18]

VIII. Logiciels de calcul des structures

A l'époque le calcul et la modélisation des structure en génie civil aussi les plans d'architecture étaient effectués manuellement.

Le développement technologique, a permis avec le temps de mettre au point des logiciels pour faciliter le travail de l'ingénieur et l'architecte. Le premier logiciel exécuté sur un véritable ordinateur a été conçu par Alan Turing et son équipe dans les années 1940.

Aujourd'hui les logiciels de calcul structural sont des outils essentiels dans le domaine de génie civil et l'architecture. Ils permettent aux ingénieurs de faire la modélisation, des analyses et des vérifications des structures.

Dans ce contexte les ingénieurs ont développé plusieurs logiciels de calcul, parmi lequel on peut décrire les plus utilisés.

VIII.1. RDM6

RDM6 est un logiciel destiné au calcul des structures par la méthode des éléments finis. Ce logiciel permet :

- La modélisation et le maillage d'un domaine plan.
- L'évaluation du comportement mécanique et/ou thermique d'une pièce plane ou axisymétrique.
- Le calcul des caractéristiques d'une section droite de poutre et les contraintes dans celle-ci pour une force intérieure donnée.

Dans le choix de la méthode pour le maillage du domaine, le logiciel propose deux types de maillage (Maillage automatique, maillage structure ou par bloc). (DERBANE, 2012)

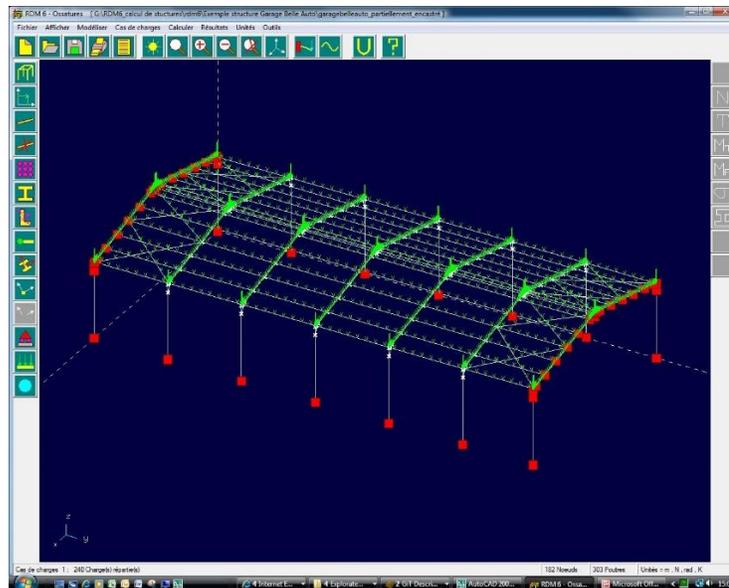


Fig.I.12 : Résolution d'un problème de structure métallique sous RDM6. [Site 19]

VIII.2. Autodesk Robot Structural Analysis Professional

Le logiciel Auto desk Robot Structural Analysis (nommé Robot dans le fichier d'aide entier) est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Eléments axisymétriques et Eléments Volumiques. (LAFIFI, 2017)

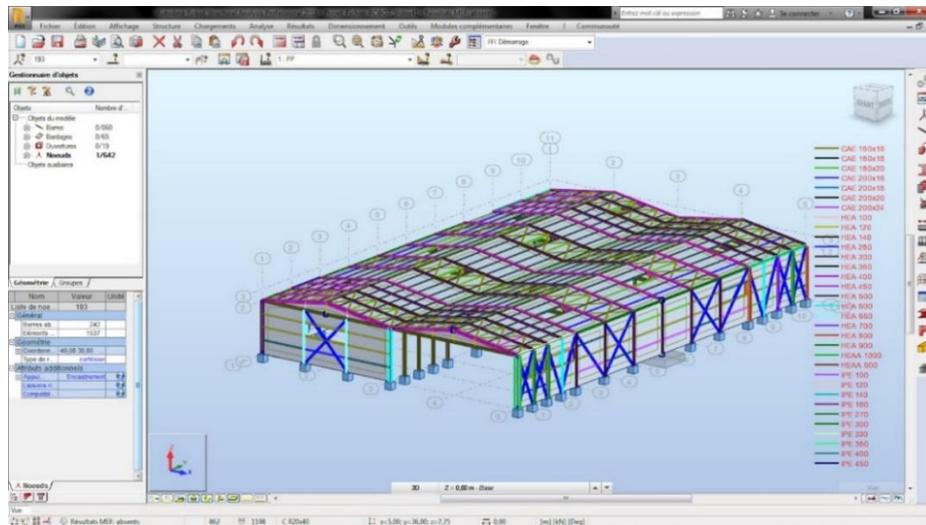
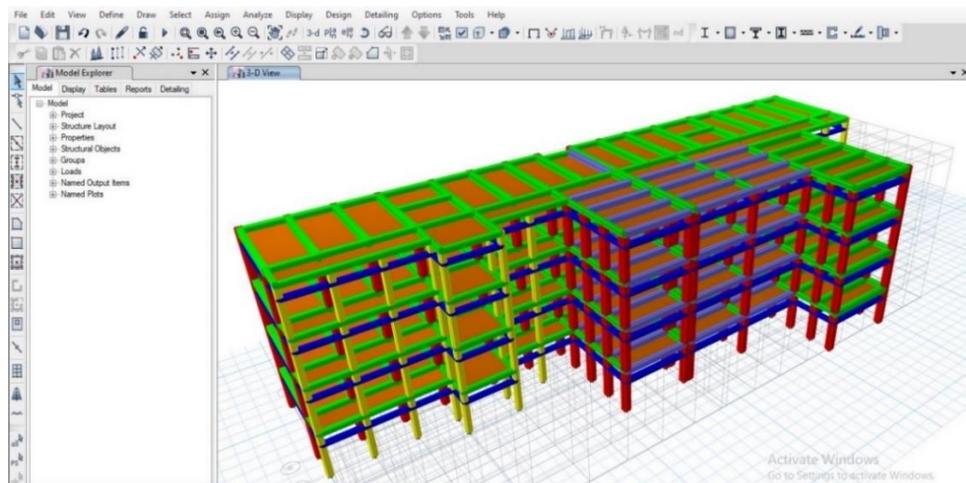


Fig.I.13 : Construction métallique modélise par logiciel robot structural. [Site 20]

VIII.3. SAP2000

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. Le SAP 2000 offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc. (SAP 2000)



FigI.14 : Conception d'un bâtiment avec SAP2000. (ZORGUI, 2024)

VIII.4. CSB

CSB est un logiciel dédié aux calculs par éléments finis (EF) de structures de poutres de section homogène hétérogène ou composite absolument quelconque : de forme quelconque et constituée d'un ou plusieurs matériaux (isotropes ou anisotropes) librement agencés.

Dans sa version actuelle, qui est proposée comme une suite logicielle, CSB offre 4 modules de calculs: un module central, CSection, dédié au calcul des caractéristiques de section, autour duquel gravitent 3 modules de calculs de poutres : Spatial Beam, Plane Structure et Spatial Structure. (EI FATMI, 2020).

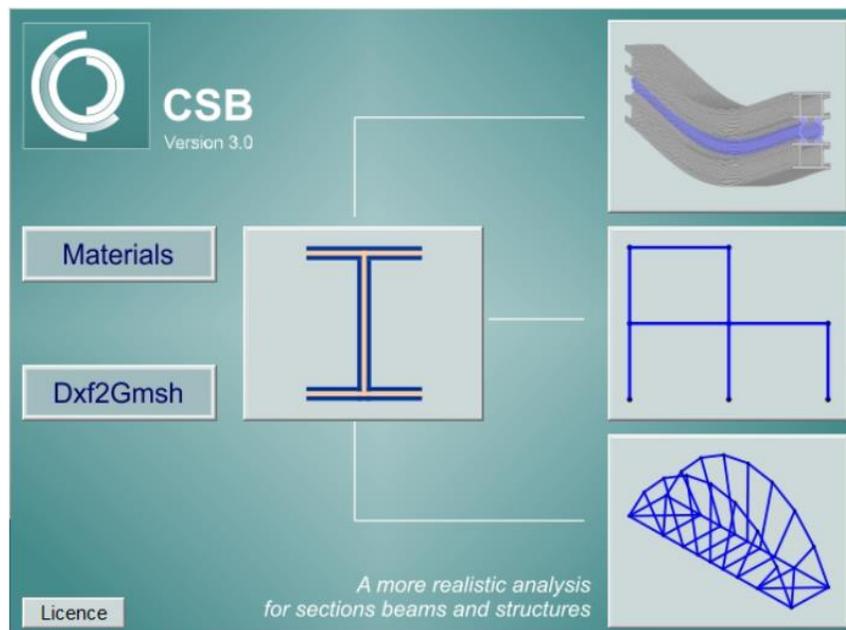


Fig.I.14 : Fenêtre principale de CSB. (EI FATMI, 2020)

VIII.5. ETABS

ETABS est l'abréviation de «Extentes Three Dimensional Analysis of Building Systems». Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments. Ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Eurocode, UBC, ACI...etc.). ETABS permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau...etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AutoCAD, SAP2000).

[Site 21] [Site 22]

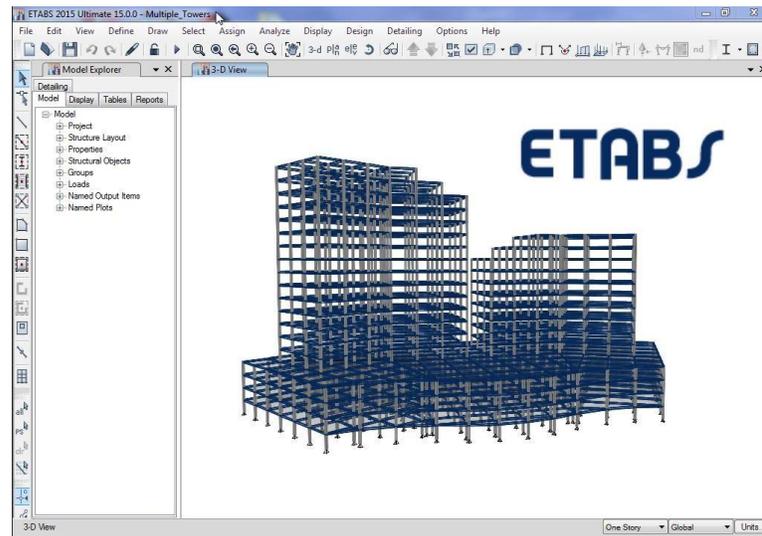


Fig.I.15 : Modélisation d'une structure avec logiciel ETABS. [Site 23]

VIII.6. RWIND 3

RWIND 3 est utilisé pour déterminer les charges de vent sur les bâtiments. Outre le modèle 3D, il suffit d'une description des charges de vent. Le logiciel détermine automatiquement tous les autres paramètres de la simulation des flux de vent, de sorte que l'analyse soit effectuée en un clic. RWIND 3 est un programme autonome, mais il peut également interagir avec les logiciels de calcul de structure RFEM et RSTAB. La procédure habituelle consiste à créer le modèle dans RFEM ou RSTAB, puis à effectuer l'analyse des flux de vent dans RWIND à l'aide d'une soufflerie numérique. Il ne peut alors éventuellement être exécuté qu'en arrière-plan. Les charges de vent déterminées dans RWIND sont ensuite appliquées dans RFEM et RSTAB. RWIND n'est pas seulement adapté aux bâtiments, mais également à toutes les structures (même les structures complexes). [Site 24]

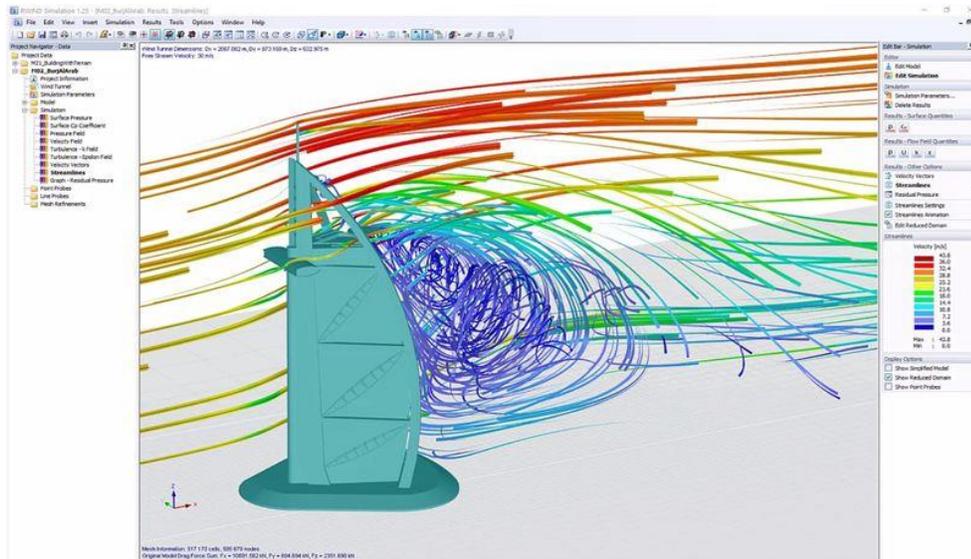


Fig.I.16 : La simulation des flux de vent (soufflerie). [Site 25]

VIII.7. Dlubal Timber

Le logiciel Dlubal Timber est spécialisé dans le calcul et la vérification des structures en bois, y compris les toitures.

Les logiciels de calcul de structure RFEM et RSTAB sont parfaitement adaptés au calcul et à la vérification de poutres et de structures complexes en bois. RSTAB est particulièrement adapté aux structures filaires, portiques et treillis, tandis que RFEM permet des analyses complètes de structures filaires et planes, y compris en bois lamellé-croisé (CLT).

Ce logiciel se caractérise par une modélisation efficace et des calculs précis, ainsi que par une interface intuitive qui facilite la mise en œuvre de projets structuraux innovants en bois.

Le logiciel RFEM 6 de Dlubal permet une modélisation efficace et des calculs précis des structures en bois, avec une interface intuitive facilitant la mise en œuvre de projets structuraux innovants. [Site 26]

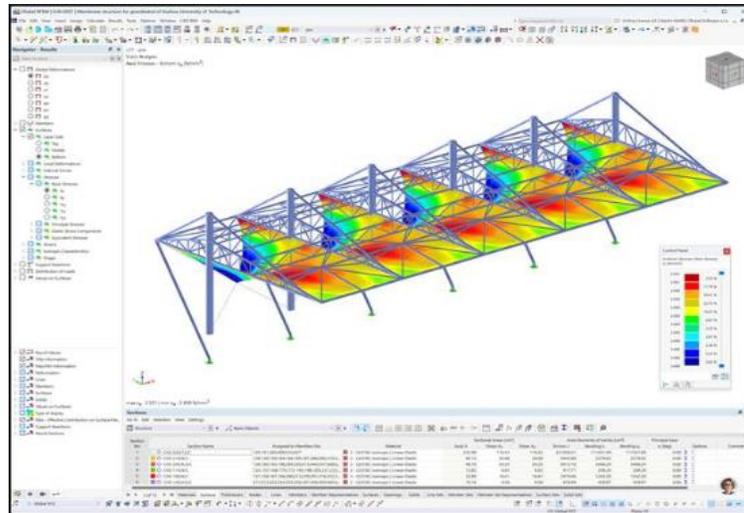


Fig.I.17 : Projet conçu avec le logiciel de calcul de structure Dlubal. (ZORGUI, 2024)

VIII.8. ABAQUS

ABAQUS est un code de calcul basé sur la méthode des éléments finis, créé en 1978. C'est un logiciel de simulation de problèmes très variés en mécanique, utilisé pour simuler la réponse physique des structures soumises à des chargements, des températures, des impacts ou autres conditions extérieures. Il est composé de trois produits qui sont : ABAQUS/Standard, ABAQUS/Explicit et ABAQUS/CAE. La gamme de logiciels d'ABAQUS est particulièrement réputée pour sa technologie, sa qualité et sa fiabilité. Elle s'est imposée comme partie intégrante des processus de conception de sociétés de renommée mondiale dans tous les secteurs industriels. ABAQUS offre les meilleures solutions pour des problèmes linéaires, non linéaires, explicites et dynamiques. Le logiciel fournit un environnement inégalé pour analyse par éléments finis, proposant un grand nombre d'alternatives aux opérations impliquant des fournisseurs et des produits multiples. (BOUBLAL et SLIMI, 2023)

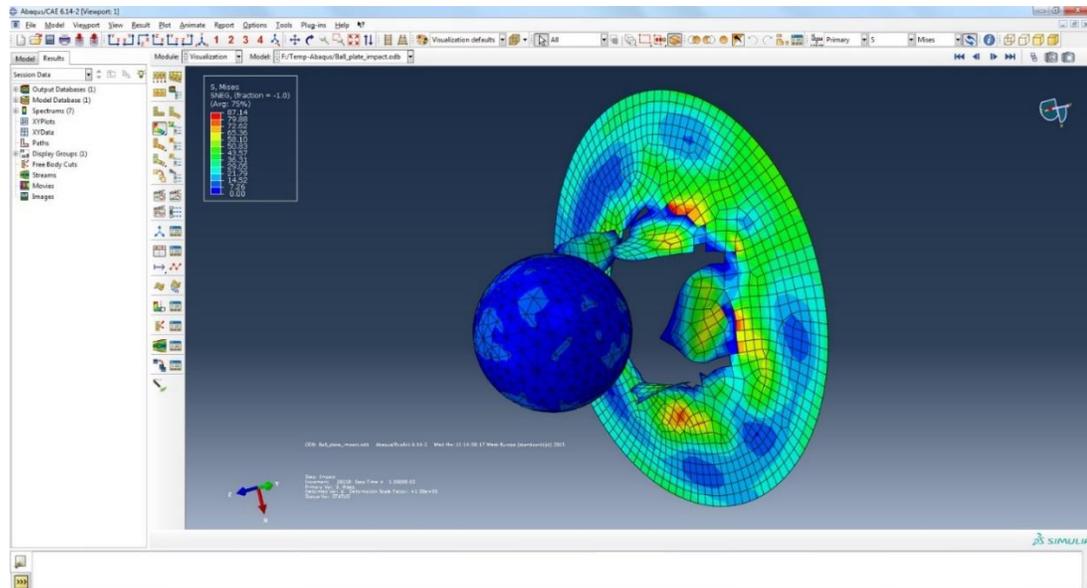


Fig.I.18 : Simulation d'une plaque Acier par ABAQUS. [Site 27]

VIII.9. Melody

Melody automatise le dimensionnement et la vérification des profilés et des attaches pour les portiques, les planchers ou les chemins de roulement. Melody produit également des métrés, des estimatifs et des notes de calcul complètes en quelques minutes :

- * Déplacement, efforts maximum combinés-pondérés et contraintes pondérées maximales, avec ou sans flambement aux points clés de la structure.
- * Descente de charges.
- * Calcul et dessin des attaches associées par le biais des modules d'attaches.
- * Métrés des profilés (poids, surface à peindre) et des surfaces de bardage-couverture, poids total et estimatif complet de la structure.
- * Sorties graphiques avec cotation automatique.

Melody propose 6 modules sont : Melody Portique, Melody bâtiment, Melody chemin de roulement, Melody Attaches et Melody CRANE RUNWAY DESIGNER (Vérification et optimisation de la poutre de roulement des ponts roulants). [Site 28]

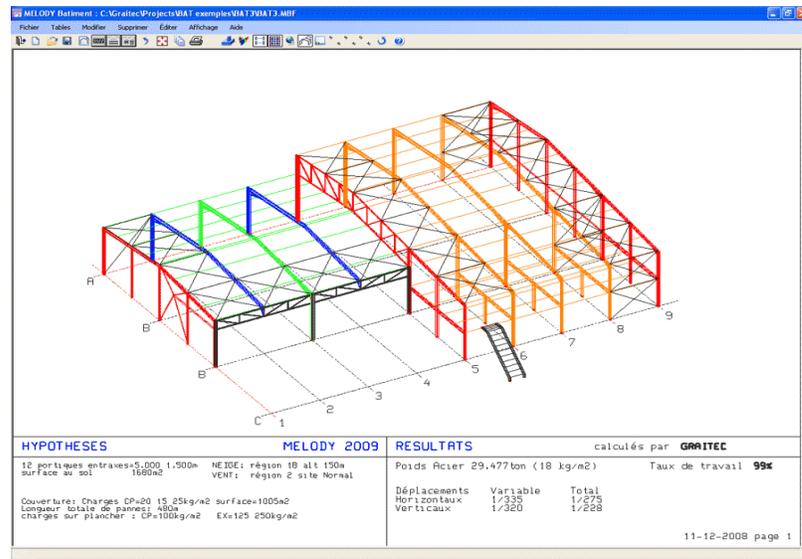


Fig.I.19 : Conception d'une structure métallique avec Melody. [Site 29]

VIII.10. EdiLus STEEL

EdiLus STEEL est le logiciel pour la conception et le calcul de structures en acier. Concevez intuitivement des structures simples et complexes avec des assemblages, des contreventements et des fermes et obtenez automatiquement la modélisation BIM de la structure, le calcul MEF (FEM), l'analyse graphique des résultats, le dimensionnement automatique des assemblages et les documents de projet (dessins d'exécution, rapports de calcul, etc.). [Site 30]

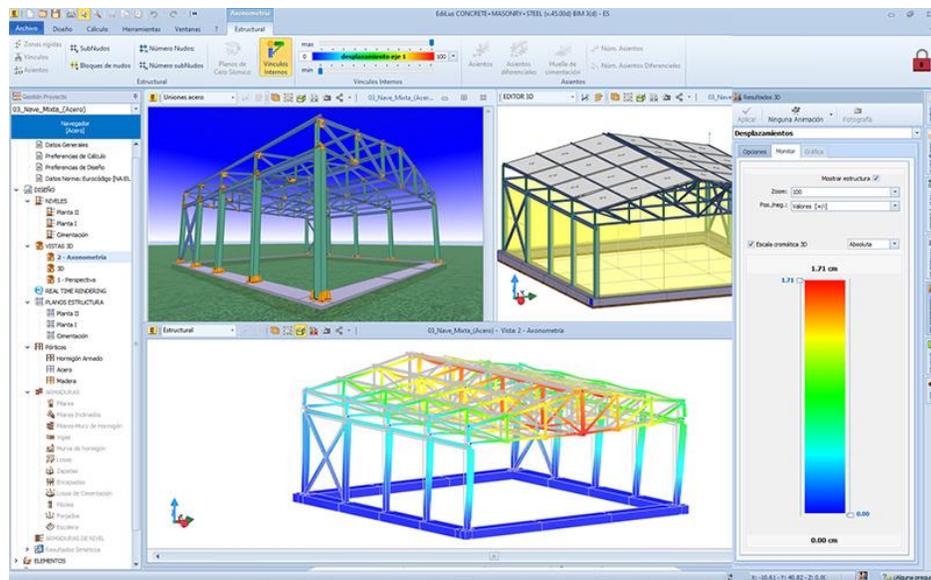


Fig.I.20 : Conception de structures en acier avec logiciel EdiLus STEEL. [Site 31]

IX. Etude technico-économique

L'objectif d'une étude technico-économique est de fournir aux entreprises une analyse complète et objective d'une technologie et/ou d'un marché. Cette analyse doit permettre aux entreprises de prendre des décisions éclairées sur la poursuite de leur projet. [Site 32]

IX.1. Le rôle clé de l'étude technico-économique

L'étude technico-économique joue un rôle déterminant dans la réussite de tout projet. En examinant minutieusement les aspects techniques et financiers, elle permet de prendre des décisions éclairées qui influencent le succès de l'entreprise. Cette approche offre une vision globale et détaillée des différentes étapes nécessaires à la réalisation du projet.

Elle contribue aussi à définir clairement les objectifs à atteindre et à identifier les moyens pour y parvenir. Voici quelques éléments clés qu'une étude technico-économique permet de mettre en lumière :

- L'évaluation précise des coûts et des ressources nécessaires.
- La définition des conditions optimales de mise en œuvre.
- L'analyse des risques potentiels et des solutions envisageables.
- La détermination de la viabilité du projet sur le long terme.
- L'impact prévisionnel sur le marché et la concurrence.

Grâce à cette évaluation approfondie, vous pouvez anticiper les défis et adapter votre stratégie en conséquence. Cela augmente significativement les chances de succès du projet et assure une utilisation efficace des ressources disponibles. [Site 33]

IX.2. Les composantes majeures d'une étude technico-économique

Une étude technico-économique se compose de plusieurs éléments fondamentaux qui garantissent une analyse complète et précise.

L'analyse technique est essentielle pour vérifier la faisabilité opérationnelle du projet. Elle examine les technologies requises, les infrastructures disponibles et les compétences nécessaires pour mener à bien le projet.

L'analyse économique est tout aussi importante, puisqu'elle évalue la rentabilité financière et les perspectives économiques du projet. Elle prend en compte les coûts d'investissement, les projections de revenus et les risques financiers. Par ailleurs, considérer le contexte du marché, notamment les tendances actuelles et la concurrence existante, est indispensable. [Site 33]

IX.3. Les différentes étapes de l'étude

- Recueillir les informations nécessaires à l'analyse du projet. Ces informations peuvent être fournies par l'entreprise ou par des sources externes.
- Analyse des informations recueillies afin de déterminer la faisabilité et la rentabilité du projet. Cette analyse peut comprendre une étude du marché, une étude technique et une étude financière.
- Restitution des résultats de l'étude à l'entreprise. Cette restitution permet à l'entreprise de prendre des décisions éclairées sur la poursuite ou non de son projet. [Site 32]

IX.4. Les bénéfices d'une étude technico-économique

- Meilleure compréhension du projet : L'étude offre à l'entreprise une meilleure compréhension des enjeux techniques, économiques et financiers de son projet.
- Prise de décision plus éclairée : Permet à l'entreprise de prendre des décisions appropriées sur la poursuite ou non de son projet.
- Réduction des risques : L'étude réduit drastiquement les risques divers liés à la mise en œuvre du projet de l'entreprise.

L'étude technico-économique est donc un outil déterminant pour l'élaboration des projets, permettant aux entreprises d'évaluer la faisabilité et la rentabilité de leurs projets et puis de prendre des décisions plus judicieuses. [Site 32]

Notre projet va se résumer dans le volet technique, au calcul des éléments structuraux du projet et dans le volet économique à estimer le coût de réalisation en prenant en compte les prix actualisés des produits et des services.

CHAPITRE II

REPRESENTATION DU PROJET



I. Présentation de l'ouvrage

Le projet de notre fin d'étude consiste à étudier une nouvelle gare maritime en charpente métallique, situé dans la ville Ghazaouet « wilaya de Tlemcen » qui est classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) comme une zone de faible sismicité (Zone I). Elle est édifée sur un terrain de 252 m², de longueur 25.00 m, de largeur 18 m et d'hauteur 10.85 m. Elle est composé d'un Rez-de-chaussée et deux étages (R+2), avec un escalier à l'intérieure de la gare aussi un escalier à l'extérieur de la gare. La structure est une ossature (poteau-poutres) Les planchers sont des planchers mixtes. Le bardage de ce bâtiment est constitué de rideaux de verres, convenable pour ce genre de structure du point de vue esthétique et fonctionnel.

- ✓ Longueur totale de la structure :..... 25.00m
- ✓ Largeur totale de la structure :..... 18.00m
- ✓ Hauteur du RDC :..... 3.55m
- ✓ Hauteur du premier étage :..... 3.65m
- ✓ Hauteur du deuxième étage :..... 3.65m
- ✓ Hauteur totale de la structure :..... 10.85m
- ✓ Hauteur de l'acrotère :..... 0.60m
- ✓ Surface total de la structure :..... 252m²

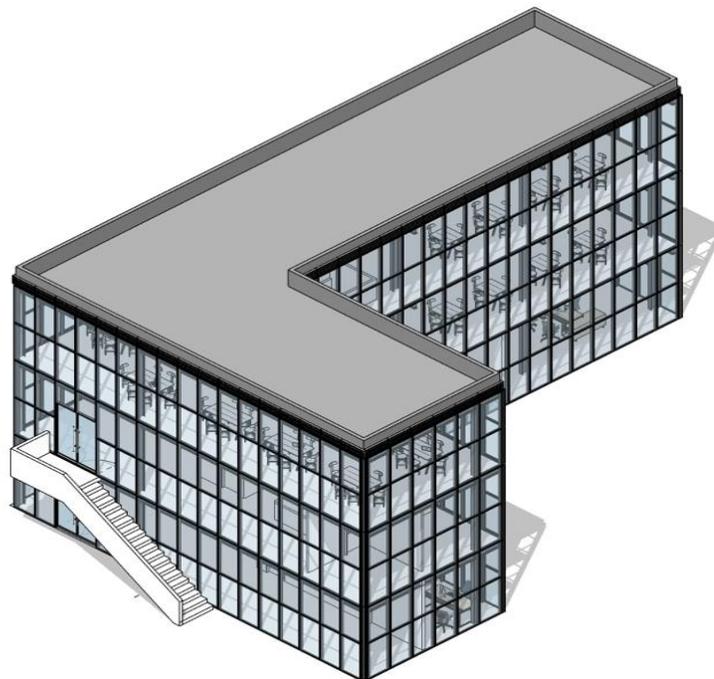


Fig.II.1 : La vue en 3D de la gare maritime.

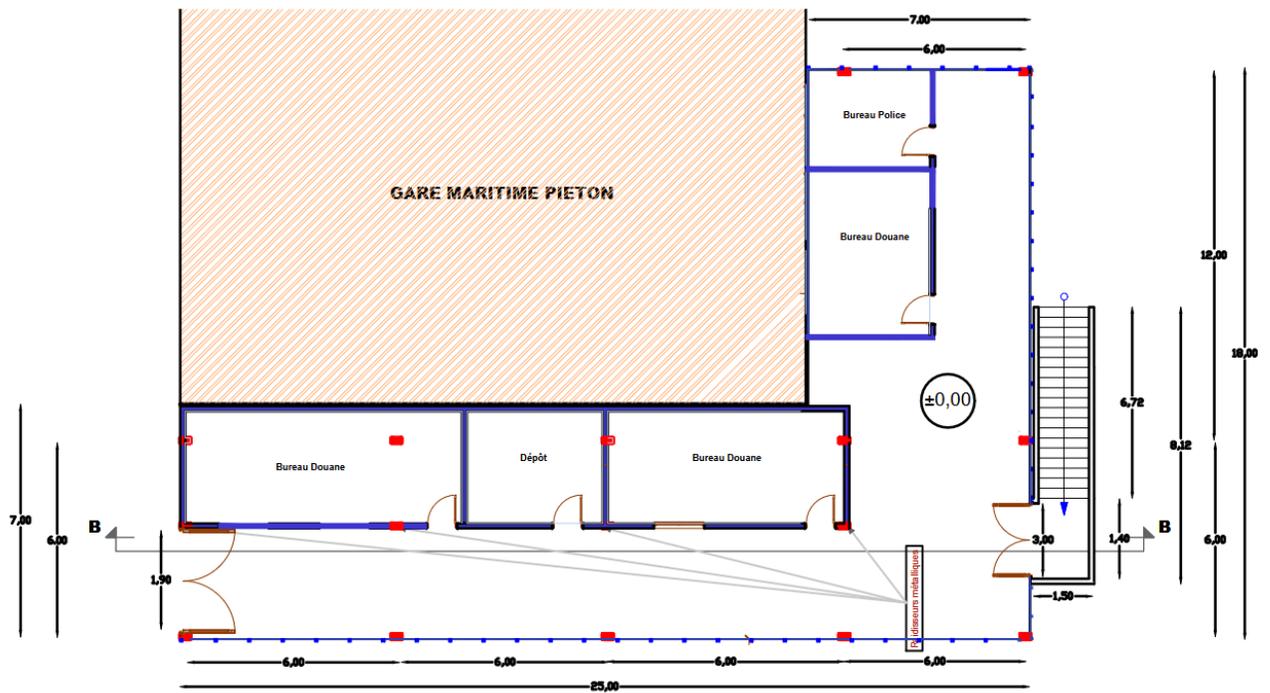


Fig.II.2 : Plan de rez-de-chaussée de la gare
 NV ±0.00 (ECH : 1/100)

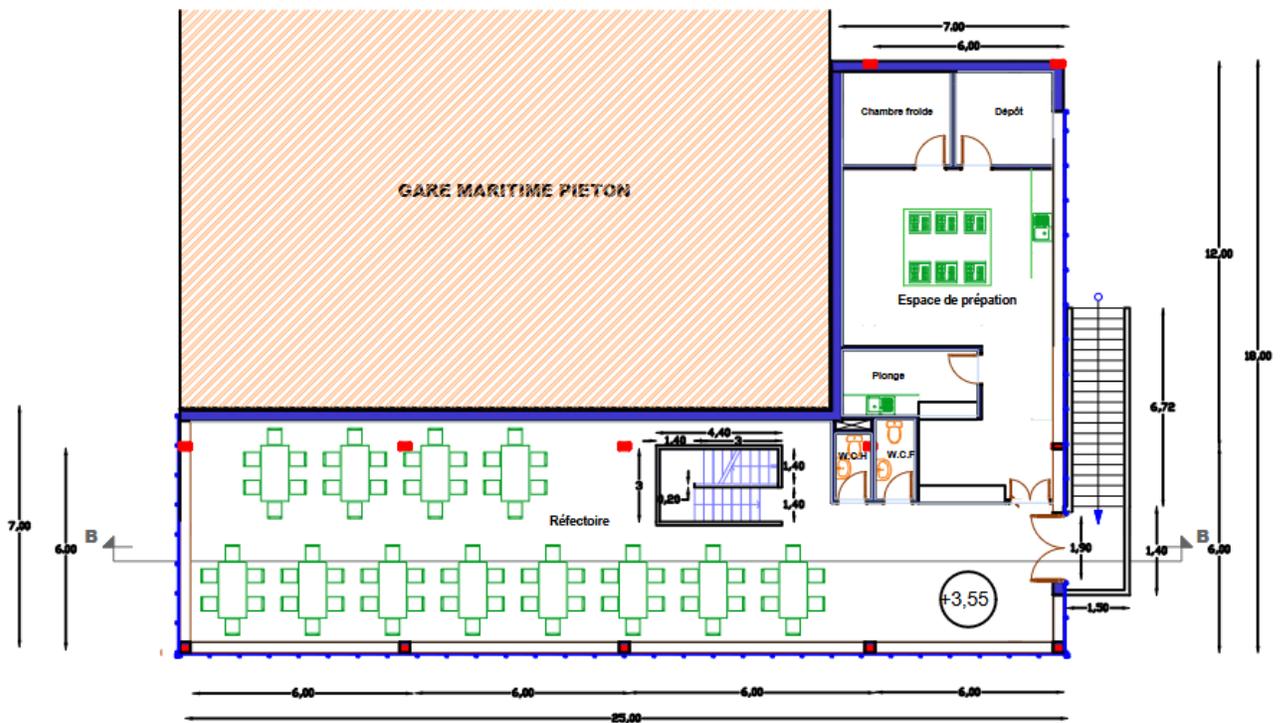


Fig.II.3 : Plan de premier étage (Restaurant et cafétéria).
 NV ± 3.55 (ECH : 1/100)

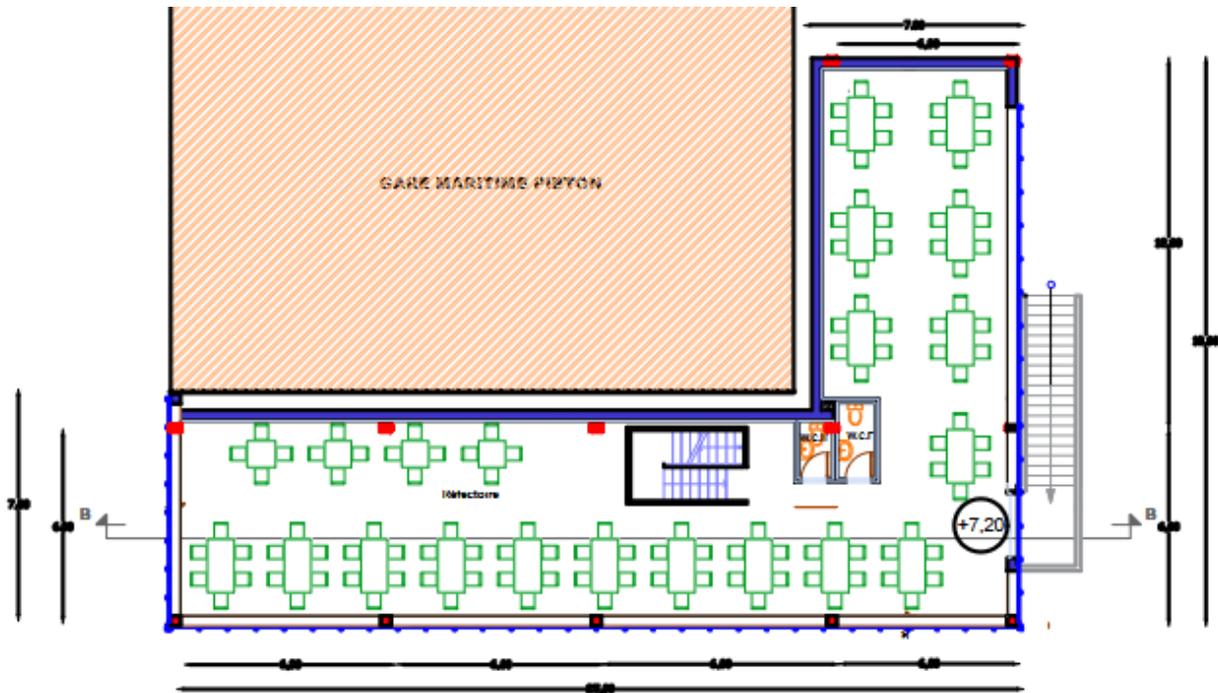


Fig.II.4 : Plan de deuxième étage (Restaurant et cafétéria)
 NV ± 7.20 (ECH : 1/100)

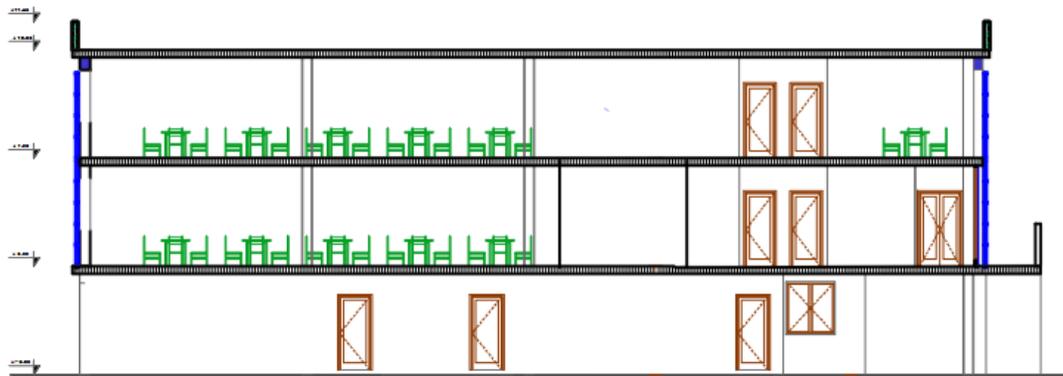


Fig.II.5 : La coupe B-B (ECH : 1/100)

I.1. Localisation et données concernant le site

Le projet est implanté dans un terrain plat dans la ville de Ghazaouet wilaya de Tlemcen.

- ✓ Altitude :..... 3m
- ✓ Neige :..... Zone B
- ✓ Vent :..... Zone II
- ✓ Zone sismique :..... Zone I
- ✓ Site :..... Plat

✓ Catégorie du terrain :.....0

II. Règlements techniques utilisés

Pour le calcul des différents types des structures en charpente métallique on trouve plusieurs règlements. Dans notre projet on va utiliser principalement les règlements suivants:

- DTR B.C.2.2 : Document technique ; règlement charges permanentes et charges d'exploitation).
- DTR C 2-4.7 : Document technique ; règlement neige et vent (RNV 2013)
- EUROCODE 3 : Règlement de calcul des constructions et des assemblages en acier.
- RPA99/2003 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003.

III. Matériaux utilisés

III.1. Acier

L'acier est l'un des matériaux les plus utilisés dans la construction métallique en raison de ses propriétés mécaniques exceptionnelles. Comprendre son comportement est essentiel pour concevoir et dimensionner des structures métalliques de manière efficace et sécurisée.

L'acier est un matériau durable et résistant, capable de supporter de lourdes charges. Il présente une excellente résistance à la traction, ce qui signifie qu'il peut résister aux forces de traction sans se déformer de manière permanente. L'acier possède également une bonne ductilité, ce qui lui permet de subir une déformation importante avant de se rompre. Cette ductilité est précieuse dans la construction, car elle permet à l'acier de mieux absorber l'énergie des charges soudaines, telles que les séismes. (TABET-DERRAZ, 2022-2023).

III.1.1. Propriété de l'acier

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

Tableau II.1 : Caractéristiques des nuances d'acier

Nuance D'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
S235	235	360	215	340
S275	275	430	255	410
S355	355	510	355	490

L'acier utilisé pour la réalisation de notre projet est l'acier **S275**, ses propriétés sont :

- La limite élastique : $f_y = 275 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction : $f_u = 430 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ MPa}$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0.3$
- Module d'élasticité transversale $G = E / [2(1 + \nu)] \rightarrow G = 81000 \text{ MPa}$
- Poids volumique : $\rho = 7850 \text{ daN/m}^3$

III.2. Béton

Le béton est un matériau de construction composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants. Le mélange ainsi obtenu est appelé « Béton frais » celui-ci commence à durcir après quelques heures et à atteindre progressivement sa résistance caractéristique. Il présente une excellente résistance à la compression, 10 fois plus que sa résistance en traction. (MESSAOUD et SAIAH, 2020)

- Le béton de structure utilisé est dosé à 350 kg/m^3 .
- Le béton de propreté est dosé à 150 kg/m^3
- Poids volumique = 2500 kg/m^3 (Béton C25/30)

III.2.1. Caractéristique du béton

III.2.1.1. Résistance de béton

- La résistance à la compression à 28 jours : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de la Compression par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 \rightarrow \mathbf{f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}}$$

III.2.1.2. Contraintes limites

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_b}$$

❖ Etat limite de service

La contrainte de compression limite de service est donnée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

❖ Contrainte de cisaillement

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau} = \min(0.10 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

❖ Coefficient de poisson

Selon le CBA93, les valeurs sont les suivantes:

- $\nu = 0 \rightarrow$ à l'ELU
- $\nu = 0.2 \rightarrow$ à l'ELS

III.2.1.3. Caractéristiques mécaniques des aciers pour béton

Tableau II.2 : Caractéristiques mécaniques des aciers pour béton

Type	Nuance	Fe (MPa)
Ronds lisses	FeE215	215
	FeE235	235
Haute adhérence (HA)	FeE400	400
	FeE500	500

❖ Contrainte limites

➤ Etat limite ultime (ELU)

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

- En cas de situations accidentelles : $\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$
- En cas de situations normales : $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

➤ Etat limite de service (ELS)

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}})$

IV. Les assemblages

Les assemblages sont des procédés d'attachement entre plusieurs éléments afin d'assurer la continuité de la structure dans les points assemblés. Dans la charpente métallique, les moyens d'assemblage utilisés sont les assemblages rivés, boulonnés et soudés. En Algérie, les plus

couramment utilisés sont les boulonnés et les soudés. Les assemblages boulonnés peuvent être réalisés en boulons ordinaires ou en boulons à haute résistance avec précontrainte.

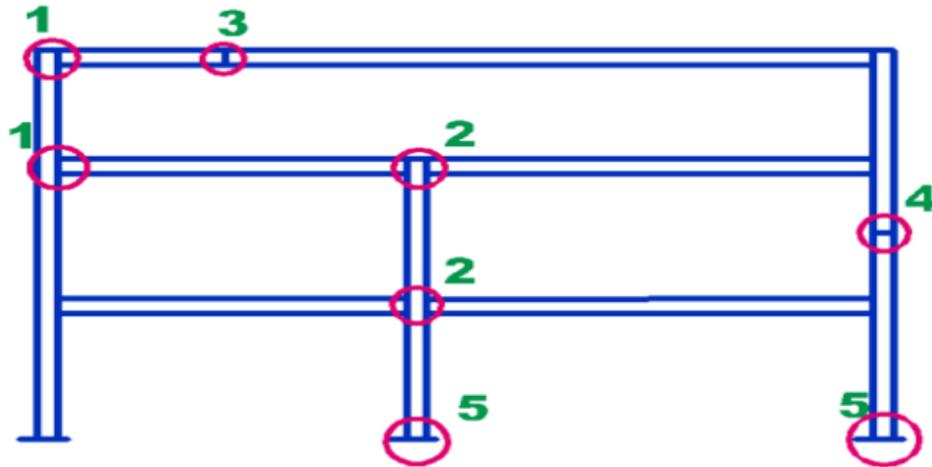


Fig.II.6 : Différents points d'assemblage dans une structure métallique. (KHALDI, 2021-2022)

- 1 —> Configuration unilatérale d'assemblage poutre-poteau.
- 2 —> Configuration bilatérale d'assemblage poutre –poteau.
- 3 —> Assemblage de continuité de poutre.
- 4 —> Assemblage de continuité de poteau.
- 5 —> Pied de poteau. (KHALDI, 2021-2022).

IV.1. Le boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site. (HADRI, 2023)

Les boulons de charpente métallique s'emploient couramment pour réaliser les assemblages faiblement sollicités des halles et des bâtiments. Les boulons à haute résistance s'utilisent en général pour les assemblages de ponts, ainsi que pour les assemblages fortement sollicités ou soumis à des effets dynamiques. Seuls les boulons à haute résistance peuvent être précontraints. (KHALDI, 2021-2022).

IV.2. Le soudage

Le soudage est un procédé, qui permet d'assembler des pièces par liaison intime de la matière, obtenue par fusion ou plastification. Le soudage implique donc :

- L'existence d'une source de chaleur suffisante pour obtenir la fusion du matériau elle peut être d'origine électrique (résistance, arc, plasma), chimique (combustion de gaz).

- Une aptitude du matériau à être soudé, appelée soudabilité, la soudabilité à haute température dépend des qualités propres du matériau. (SAADI).

V. Les éléments structuraux

V.1. Les fondations

Les fondations sont les éléments de l'infrastructure qui repose sur le sol. Elles sont des ouvrages qui assurent la stabilité d'une construction, ainsi que la bonne transmission des sollicitations (charges) et leur diffusion dans le sol.

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- Les caractéristiques du sol.
- La stabilité totale du bâtiment.
- Le type de construction.
- La solution économique et réalisable. (TALEB, 2020)

V.1.1. Les types des fondations

Les fondations sont classées en trois (3) types selon leur profondeur.

- Les fondations superficielles : elles incluent :
 - Semelles isolées sous poteaux.
 - Semelles filantes continues sous murs.
 - Semelles filantes sous plusieurs poteaux.
 - Radiers généraux ou nervurés.
- Les fondations semi-profondes « semelles sur puits ».
- Les fondations profondes « semelle sous pieux ».

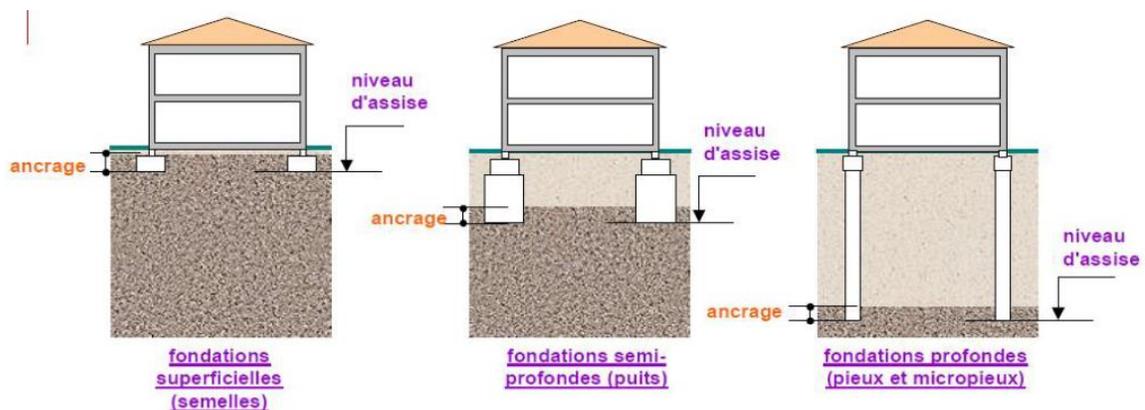


Fig.II.7 : Les types des fondations. (BENGHAZI)

Le type de fondation le plus couramment utilisé en charpente métallique sont les semelles isolées.

V.2. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments de charpente utilisés en construction métallique comme supports d'ossatures. Ils travaillent donc essentiellement en compression et ils sont contraints au flambement pour des hauteurs importantes. Il existe plusieurs types de poteaux : (MATMOUR, 2019)

- Les sections en I ou H (laminés à chaud) pour raccorder les poutres dans les deux directions.
- Les sections caissonnées et sections pleines en acier.
- Les profilés creux et les poteaux composés.

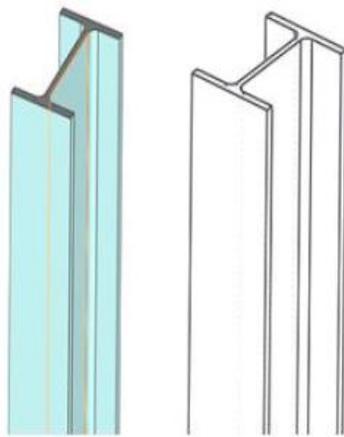


Fig.II.8 : Section en I et H.
(MATMOUR, 2019)

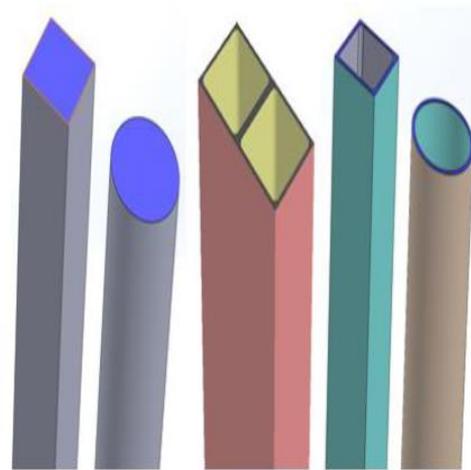


Fig.II.9 : Section en caisson et pleine.
(MATMOUR, 2019)

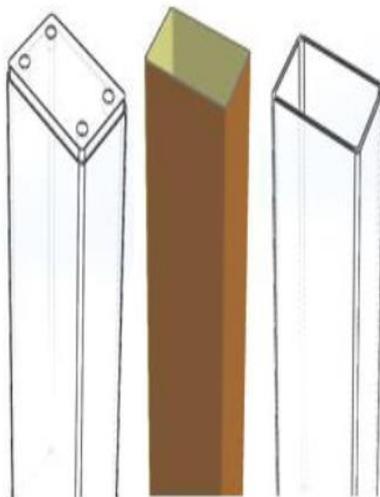


Fig.II.10 : Section en profilés creux.
(MATMOUR, 2019)

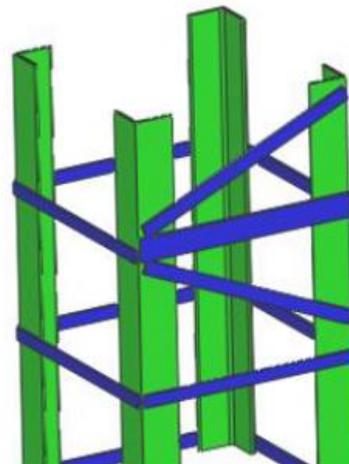


Fig.II.11 : Poteaux composés.
(MATMOUR, 2019)

V.3. Les poutres

La poutre métallique ou poutrelle métallique sont des éléments principaux des structures métalliques. Elles sont bien souvent fabriquées en acier, qui peut être laminé. La poutre a pour fonction de soutenir toute la charpente métallique ou les planchers. On distingue plusieurs types de poutrelles métalliques : [Site 34]

- Les poutrelles métalliques en I. Disponibles sous le format IPE et PRS (poutres reconstituées soudées)
- Les poutres en U, en format UPN et UPE, caractérisées par des ailes formant un U en allant du même côté.
- Les poutres en H, variables de la poutre en I avec des ailes très larges et d'épaisseur variable.

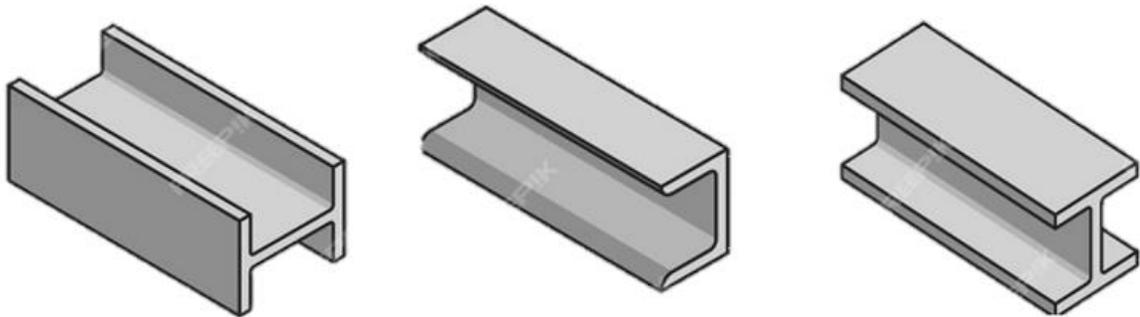


Fig.II.12 : Les différents types des poutres. [Site 35]

V.4. Les planchers mixtes

Les planchers collaborant relèvent de la construction mixte car ils combinent les caractéristiques techniques intéressantes de l'acier et du béton. L'acier est un excellent matériau pour travailler en traction et le béton un excellent matériau pour une sollicitation en compression. Les tôles en acier profilé à froid, appelées aussi bacs acier et à l'aide des connecteurs, rendent solidaires la dalle béton et le métal qui participent (collaborent) ensemble à la résistance composite du plancher, d'où l'appellation de planchers collaborant. Ils s'utilisent pour la construction de planchers dans des domaines aussi variés que les bureaux, les logements, les bâtiments industriels, les parkings, les hôpitaux, les constructions scolaires, les maisons individuelles tant dans la construction neuve que dans la réhabilitation. (LAHLOU, 2023)

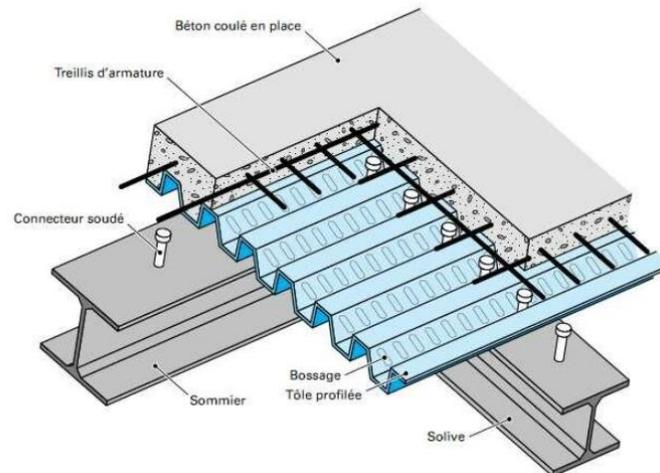


Fig.II.13 : Plancher mixte à dalle collaborant. (LAHLOU, 2023)

V.4.1. Les avantages et les inconvénients des planchers mixtes

V.4.1.1. Les avantages

- *Gain de temps* : Mise en œuvre rapide grâce à l'absence de coffrage traditionnel.
- *Réduction du poids* : Moins lourd qu'un plancher en béton armé classique, facilitant les fondations.
- *Haute résistance mécanique* : Bonne rigidité et capacité de charge élevée.
- *Portées plus importantes* : Permet de grandes portées sans trop d'étaisements.
- *Économie de matériaux* : L'acier et le béton sont utilisés de manière complémentaire.

V.4.1.2. Les inconvénients

- *Isolation thermique et acoustique* : limitée sans traitement complémentaire.
- *Risque de corrosion* : de la tôle acier en milieu humide.
- *Déformation possible* : due au fluage du béton et aux charges permanentes.

V.5. Les contreventements

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets de séismes, chocs etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants «poutres auvent », et en façade « palées de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux. (BENOUIS, 2023)

V.5.1. Les types de contreventement

V.5.1.1. Contreventements de toiture (poutre au vent)

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières qui sont fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations. (BENOUIS, 2023)

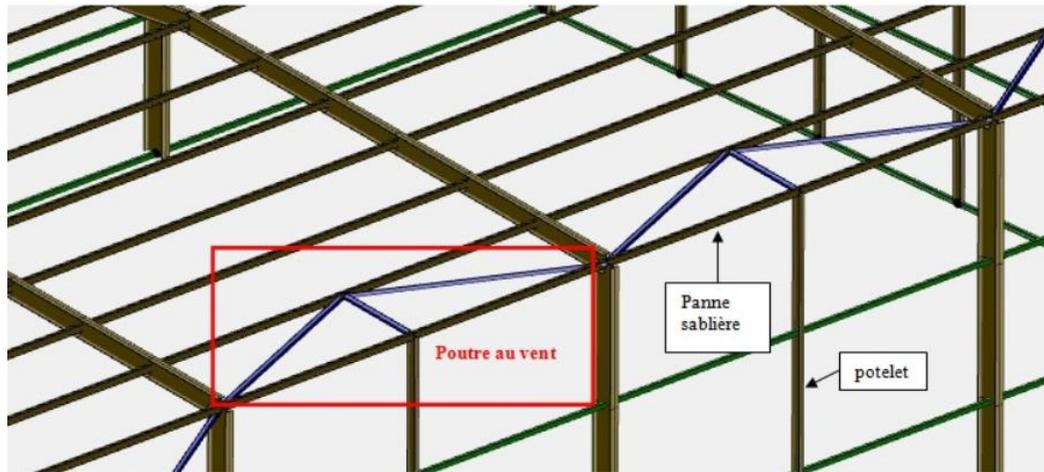


Fig.II.14 : Contreventement de toiture (poutre au vent). [Site 36]

V.5.1.2. Contreventement de façades (palée de stabilité)

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations.

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts de vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent. (BENOUIS, 2023)

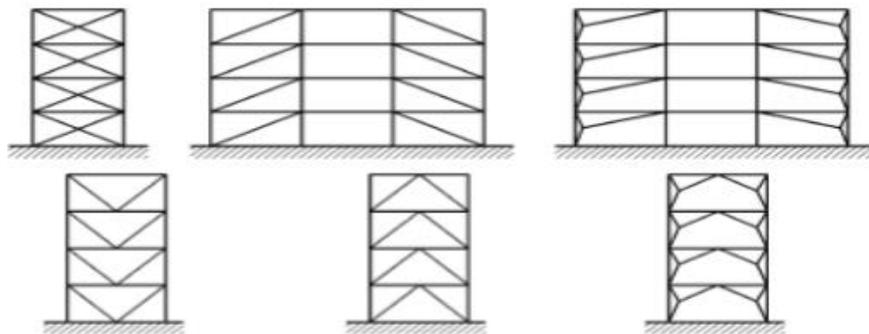


Fig.II.15 : Les différents types des contreventements de façade. (SAADI)

VI. Mur rideau

Le mur-rideau (ou façade rideau) est un élément de construction permettant d'assurer la fermeture de l'enveloppe d'un bâtiment sans participer à sa stabilité. Il se compose d'une structure métallique quadrillée incorporant des panneaux de remplissage transparents ou opaques. Le quadrillage se fait grâce à des pièces longues s'apparentant à des poutres que l'on appelle des meneaux. (MEDELFEF, 2022).

Il existe plusieurs types de murs rideaux :

➤ Mur rideau monté sur grille

La grille est formée d'un treillis rectangulaire constitué soit de raidisseurs verticaux (montants) et traverses horizontales, soit des cadres complets préfabriqués en usine et juxtaposés sur chantier. Le quadrillage qui en résulte est obturé par des panneaux pleins et opaques (isolant, tôle, pierre...) ou par des éléments transparents en verre.

➤ Mur rideau monté en panneau

Il est réalisé à l'aide de panneaux de grande dimension, à hauteur d'un étage ou d'un demi-étage et fixés à l'ossature de la structure. Ils sont entièrement préfabriqués en usine, juxtaposés sur chantier et fixés généralement par une ou deux attaches par panneau.

➤ Mur rideau en verre structural

Dans ce cas, la paroi est entièrement constituée par des lames de verre. La liaison entre les panneaux vitrés est assurée par un simple joint en silicone. Le verre extérieur attaché et perforé est fixé directement sur une structure porteuse par l'intermédiaire d'attaches mécaniques, métalliques ponctuelles. (AIT AMER MEZIANE et MEZIANI, 2006-2007)

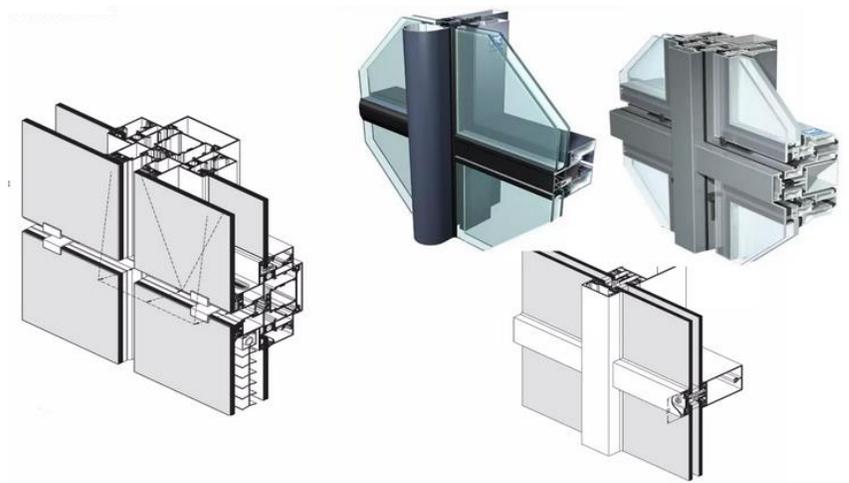


Fig.II.16 : Détail du mur rideau en verre.
(AIT AMER MEZIANE et MEZIANI, 2006-2007)

VII. Evaluation des charges et surcharges

VII.1. Charges permanentes

Elles désignent le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage.

VII.1.1. Plancher étage courant

L'épaisseur de la dalle pour le plancher d'étage courant est de 10 cm

Tableau II.3 : Charge permanente pour plancher étage courant.

Type	ρ (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	G (daN/m ²)
Solive en métallique (estimé)	-	-	42.2
Revêtement en carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Isolation thermique	400	0.04	16
La dalle en béton armé	2500	0.06	150
Tôle Cofrastra 40	-	-	9.8
Faux plafond	-	-	10
			$\Sigma G = 312 \text{ daN/m}^2$

VII.1.2. Plancher terrasse inaccessible

L'épaisseur de la dalle pour le plancher terrasse est de 10 cm

Tableau II.4 : Charge permanente pour plancher terrasse inaccessible.

Type	ρ (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	G (daN/m ²)
Protection en gravillon roulées	1700	0.05	85
Etanchéité multicouches	-	0.02	12
Solive en métallique (estimé)	-	-	42.2
Béton de pente	2200	0.10	220
Isolation thermique	400	0.04	16
La dalle en béton armé	2500	0.06	150
Tôle Cofrastra 40	-	-	9.80
Faux plafond	-	-	10
			$\Sigma G = 545 \text{ daN/m}^2$

VII.1.3. Escalier

VII.1.3.1. Volée

Tableau II.5 : Charge permanente pour escalier (Volée).

Type	ρ (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	G (daN/m ²)
Tôle striée	-	0.05	45
Mortier de pose	2000	0.02	40
Revêtement en carrelage	2200	0.02	44
Garde-corps métallique	-	-	60
			$\Sigma G = 139 \text{ daN/m}^2$

VII.1.3.2. Palier

Tableau II.6 : Charge permanente pour escalier (Palier).

Type	ρ (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	G (daN/m ²)
Tôle striée	-	0.05	45
Poids de la dalle	2500	0.08	200
Mortier de pose	2000	0.02	40
Revêtement en carrelage	2200	0.02	44
			$\Sigma G = 329 \text{ daN/m}^2$

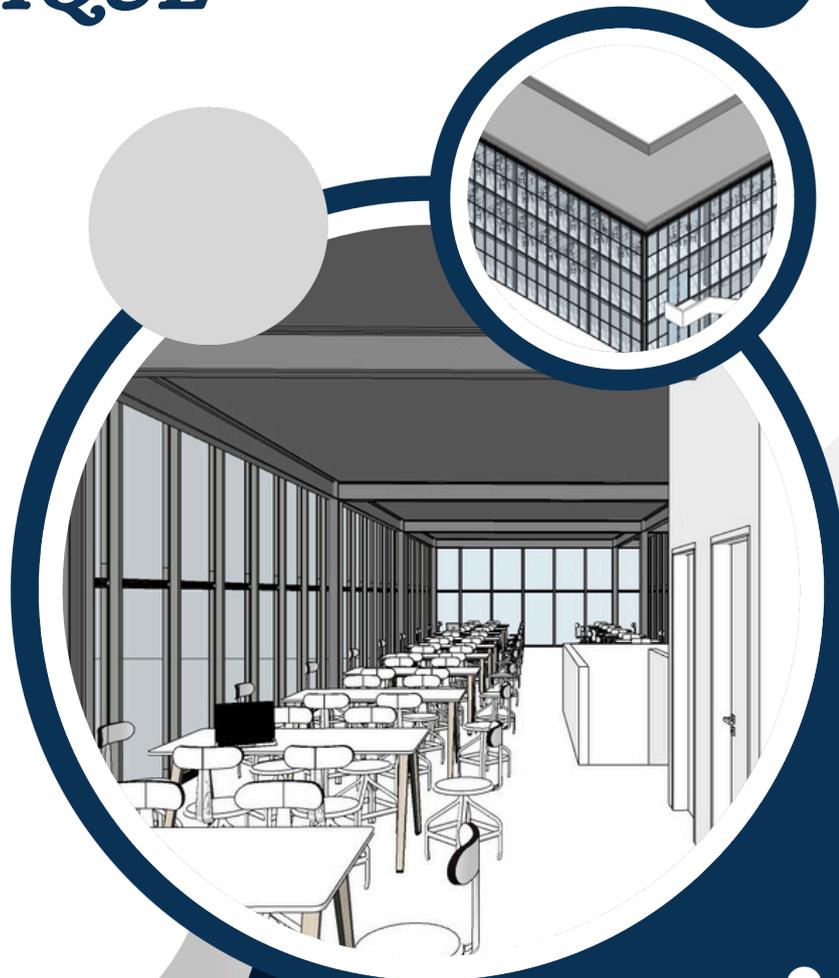
VII.2. Surcharges d'exploitation

Elles correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble. Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR.C2.2 (charges et surcharges).

- Plancher terrasse inaccessible 100 daN/m²
- Plancher étage courant 250 daN/m²
- Escalier 250 daN/m²

CHAPITRE III

ETUDE CLIMATIQUE



I. Introduction

Les surcharges climatiques telles que la neige et le vent ont un effet très important pour les constructions métalliques. De ce fait, le calcul de telles structures sous ces surcharges est obligatoire. La réglementation en vigueur (RNV 2013) nous donne les principes généraux et les procédures à suivre pour mieux anticiper ces phénomènes et effectuer les calculs de conformité.

II. Evaluation de la charge due à la neige (RNV 2013-DTR C 2-4.7)

Le règlement RNV 2013 s'applique à l'ensemble des constructions d'Algérie se situent à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre ouvrage est situé à une altitude de 3m (la ville de Ghazaouet) et classé selon le RNV 2013 dans la zone B. La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k \quad (\text{KN/m}^2)$$

❖ Influence de l'altitude (S_k)

Le coefficient S_k est calculé en fonction de l'altitude H et la zone de la neige, dans notre cas $H=3\text{m}$ (zone côtière), et la zone est B.

$$\text{Zone B : } S_k = \frac{0.04 \times H \times 10}{100} = \frac{0.04 \times 3 \times 10}{100} = 0.10 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow S_k = 0.10 \text{ KN/m}^2$$

❖ Coefficient de forme (μ)

Le coefficient de forme dépend de la forme de la toiture, dans notre projet la toiture est de forme plate. Donc l'angle est égal à 0 ($\alpha=0^\circ$).

$$\text{Selon RNV 2013 : } 0 \leq \alpha \leq 30^\circ \longrightarrow \mu = 0.8$$

$$\text{Soit alors : } S = 0.8 \times 0.10 = 0.08 \longrightarrow S = 0.08 \text{ KN/m}^2$$

III. Evaluation de la charge due au vent (RNV 2013-DTR C 2-4.7)

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

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ce dans toutes directions possibles.

Les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent (RNV 2013).

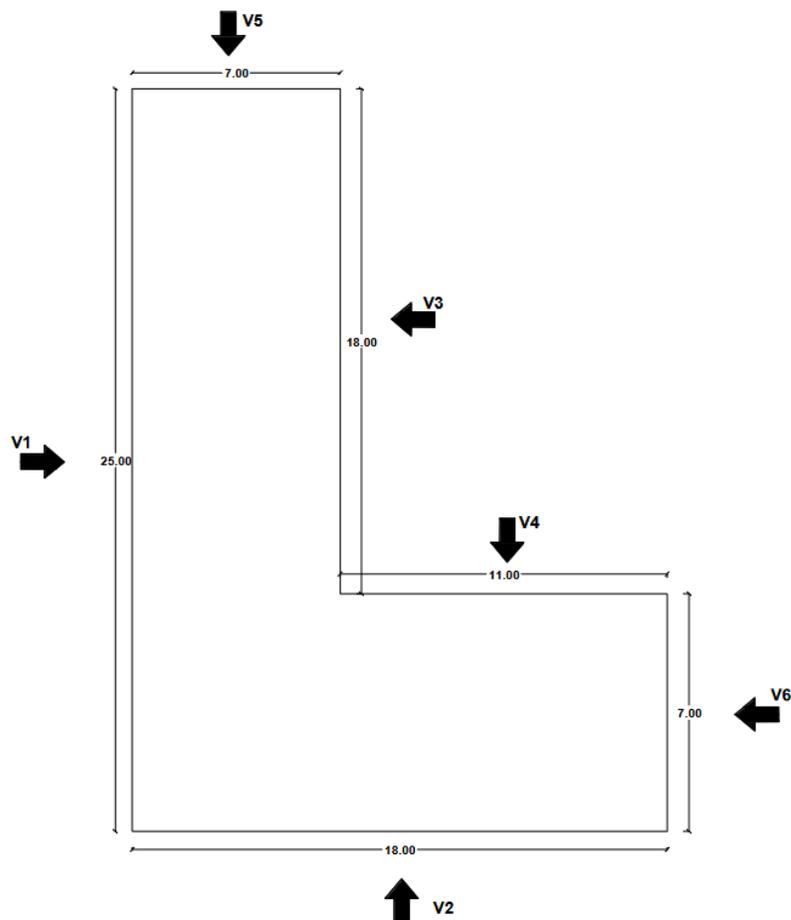


Fig.III.1 : Les directions du vent.

III.1. Pression dynamique de pointe (q_p)

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ est en fonction de la pression dynamique de référence ($q_{réf}$) et le coefficient d'exposition au vent (C_e), et donnée par la formule suivante :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) \quad (\text{N/m}^2)$$

Notre ouvrage selon RNV 2013 est classé dans la zone II (Tableau 2.2 dans RNV2013)

$$\text{Zone II} \longrightarrow q_{réf} = 435 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

III.1.1. Coefficient d'exposition (C_e)

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ 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 est donné par la formule suivante :

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

Où :

- ✓ C_t : le coefficient topographie.
- ✓ C_r : le coefficient de rugosité.
- ✓ I_v : l'intensité de la turbulence.
- ✓ Z (en m) : la hauteur considérée.

A. Catégorie de terrain

Notre ouvrage est situé dans zone côtière, donc d'après les données de tableau 2.4 dans le RNV 2013 (Annexe 1) le terrain est de catégorie 0 (Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer),

D'où :

- ✓ Le facteur de terrain $\longrightarrow K_T = 0.156$
- ✓ Le paramètre de rugosité $\longrightarrow Z_0 = 0.003 \text{ m}$
- ✓ La hauteur minimale $\longrightarrow Z_{\min} = 1 \text{ m}$
- ✓ Coefficient utilisé pour le calcul de $C_d \longrightarrow \varepsilon = 0.38$

B. Coefficient de topographie

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

Dans notre cas : $\varnothing < 0.05 \longrightarrow C_t(z) = 1$ (Site plat)

C. Coefficient de rugosité

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

$$\left[\begin{array}{ll} C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{Pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) & \text{Pour } Z \leq Z_{\min} \end{array} \right.$$

On a la hauteur de l'ouvrage est $H = 10.85\text{m}$, aussi la hauteur de l'acrotère est $h_p = 0.60\text{m}$

Donc la hauteur considérée : $Z = 11.45\text{m}$

Donc : $Z_{\min} = 1\text{m} \leq Z = 11.45 \text{ m} \leq 200 \text{ m}$

- Pour parois verticale : $C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.156 \times \ln\left(\frac{11.45}{0.003}\right) \longrightarrow C_r(11.45) = 1.29$
- Pour toiture plate : $C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.156 \times \ln\left(\frac{11.45}{0.003}\right) \longrightarrow C_r(11.45) = 1.29$

D. Intensité de la turbulence

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par les équations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{Pour } Z > Z_{\min} \\ I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)} \quad \text{Pour } Z \leq Z_{\min} \end{array} \right.$$

On a la hauteur considérée : **Z = 11.45m**

Donc : $Z = 11.45 \text{ m} > Z_{\min} = 1 \text{ m}$

- Pour parois verticale : $I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{11.45}{0.003}\right)} \longrightarrow I_v(11.45) = 0.12$
- Pour toiture plate : $I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{11.45}{0.003}\right)} \longrightarrow I_v(11.45) = 0.12$

E. Calcul de coefficient d'exposition

On a le coefficient d'exposition est donné par la formule suivante :

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

- Pour parois verticale :

$$C_e(11.45) = 1^2 \times 1.29^2 \times [1 + 7 \times 0.12] = 3.01 \longrightarrow C_e(11.45) = 3.06$$

- Pour toiture plate :

$$C_e(11.45) = 1^2 \times 1.29^2 \times [1 + 7 \times 0.12] = 3.01 \longrightarrow C_e(11.45) = 3.06$$

F. Pression dynamique de pointe

On a la pression dynamique de pointe est donnée par la formule suivante :

$$q_p(z_e) = q_{\text{réf}} \times C_e(z_e) \quad (\text{N/m}^2)$$

- Pour parois verticale :

$$q_p(11.45) = 435 \times 3.06 = 1331.10 \longrightarrow q_p(11.45) = 1331.10 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

- Pour toiture plate :

$$q_p(11.45) = 435 \times 3.06 = 1331.10 \longrightarrow q_p(11.45) = 1331.10 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

III.2. Coefficient dynamique C_d

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

$C_d = 1$: Valeur conservative pour les bâtiments dont la hauteur est inférieur à 15 m.

III.3. La pression aérodynamique $W(z_j)$ et la pression due au vent q_j

- ❖ La pression due au vent est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times W(z_j) \quad (\text{N/m}^2)$$

- ❖ La pression aérodynamique $W(z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue par plusieurs formules.

Dans notre cas la face de la paroi est intérieure à la construction, l'autre extérieure :

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

D'où :

- ✓ C_{pe} : coefficient de pression extérieur.
- ✓ C_{pi} : coefficient de pression intérieur.

A. Coefficient de pression extérieur (C_{pe})

Le coefficient de pression externe C_{pe} de 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 1 m² et 10 m², aux quelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$.

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

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

Tel que ; $S \text{ (m}^2\text{)}$: est la surface chargée de la paroi considérée.

On prend les valeurs de C_{pe1} et C_{pe10} à partir du Tableau 5.1 dans le RNV2013 (Annexe 1) pour les parois verticales, et la toiture plate est à partir du tableau 5.2 dans le RNV2013 (Annexe 1).

B. Coefficient de pression intérieure (C_{pi})

La combinaison la plus défavorable de la pression extérieure et intérieure, considérées comme agissant simultanément doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'air.

Le coefficient de pression C_{pi} est déterminé à partir de la courbe dans la figure III.2 avec (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l'indice de perméabilité donné par la formule suivante :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de routes les ouvertures}}$$

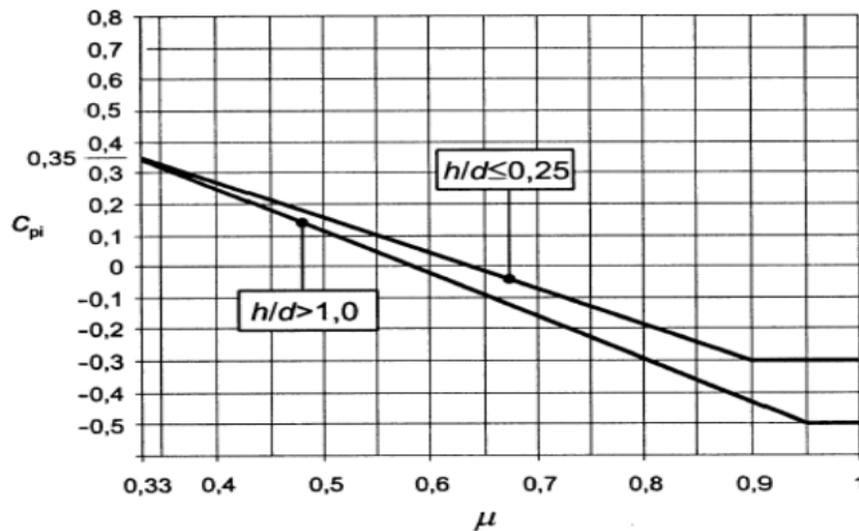


Fig.III.2 : Coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante.

Notre structure est de forme L donc on a 6 façades, chaque façade contient des fenêtres et des portes.

- ✓ Façade 1: 4 Fenêtres de dimensions (1 × 1.20) m²
- ✓ Façade 2 : 2 Fenêtres de dimensions (1 × 1.20) m²
 - 1 Porte de dimensions (3 × 3.55) m² pour le RDC
 - 1 Porte de dimensions (1.90 × 2.40) m² pour le premier étage
- ✓ Façade 3: 4 Fenêtres de dimensions (1 × 1.20) m²
- ✓ Façade 4: 3 Fenêtres de dimensions (1 × 1.20) m²
- ✓ Façade 5 : 2 Fenêtres de dimensions (1 × 1.20) m²
 - 1 Porte de dimensions (1.90 × 2.40) m² pour RDC
- ✓ Façade 6 : 2 Fenêtres de dimensions (1 × 1.20) m²

La surface de la fenêtre est : $S_{\text{fenêtre}} = 1 \times 1.20 = 1.20 \text{ m}^2$

III.4. Détermination de l'effet du vent dans chaque direction

III.4.1. Direction du vent V1

III.4.1.1. Détermination de coefficient de pression extérieure (C_{pe})

A. Parois verticales

Pour cette direction du vent (V1) on a : $b = 25\text{m}$; $d = 18\text{m}$; $h = 11.45\text{m}$

$e = \min [b ; 2h] = \min [25 ; 2 \times 11.45] = \min [25 ; 22.9] \longrightarrow e = 22.9\text{m}$

$d = 18\text{ m} < e = 22.9\text{ m}$: selon RNV2013, on divise les parois comme suit :

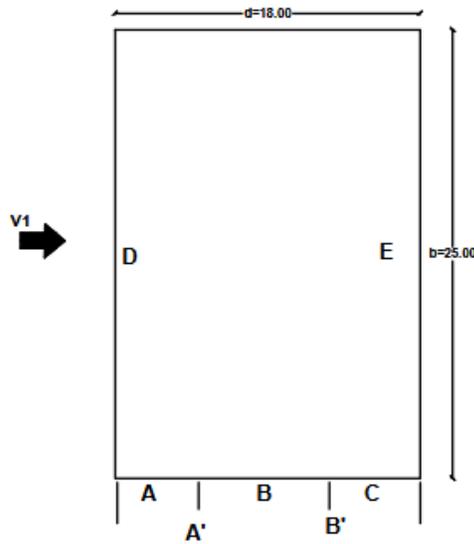


Fig.III.3 : Vue en plan pour la division de la paroi (V1).

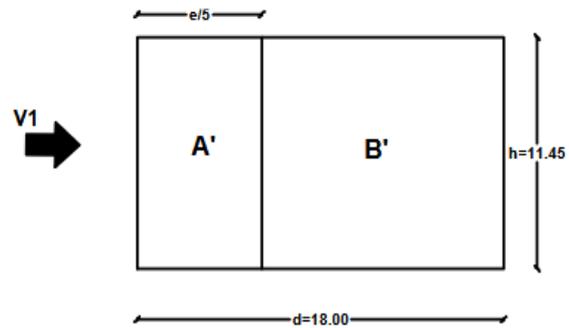


Fig.III.4 : Vue en élévation pour la division de la paroi dans le cas où $e > d$

$$S_{A'} = (e/5) \times h = (22.9/5) \times 11.45 = 52.44 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = -1$$

$$S_{B'} = [d - (e/5)] \times h = [18 - (22.9/5)] \times 11.45 = 153.66 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = -0.8$$

$$S_D = b \times h = 25 \times 11.45 = 286.25 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = +0.8$$

$$S_E = b \times h = 25 \times 11.45 = 286.25 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = -0.3$$

B. Toiture

La toiture de notre ouvrage est une toiture plate.

Pour cette direction du vent (V1) on a : $b = 25\text{m}$; $d = 18\text{m}$; $h = 11.45\text{m}$

$e = \min [b ; 2h] = \min [25 ; 2 \times 11.45] = \min [25 ; 22.9] \longrightarrow e = 22.9\text{m}$

La hauteur de l'acrotère : $h_p = 0.60 \text{ m}$

Selon le tableau 5.2 dans le RNV2013 on a : $h_p/h = 0.60/10.85 = 0.05$

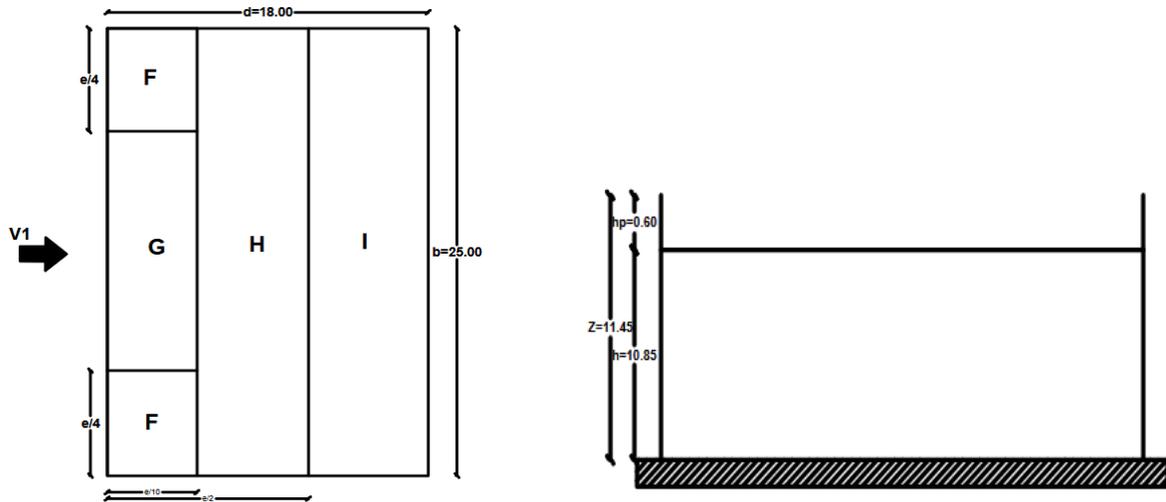


Fig.III.5 : Légende pour les toitures plates (V1)

$$S_F = (e/10) \times (e/4) = (22.9/10) \times (22.9/4) = 13.11 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = -1.4$$

$$S_G = [b - 2(e/4)] \times (e/10) = [25 - 2(22.9/4)] \times (22.9/10) = 31.03 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = -0.9$$

$$S_H = (e/2 - e/10) \times b = (22.9/2 - 22.9/10) \times 25 = 229 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = -0.7$$

$$S_I = (d - e/2) \times b = (18 - 22.9/2) \times 25 = 163.75 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe,10} = \pm 0.2$$

III.4.1.2. Détermination de coefficient de pression intérieure (C_{pi})

$\mu_p = \sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent} / \sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}$

μ_p

$$= \frac{[(2 \times 1.20) + (3 \times 3.55) + (1.90 \times 2.40)] + [4 \times 1.20] + [3 \times 1.20] + [(2 \times 1.20) + (1.90 \times 2.40)] + [2 \times 1.20]}{[4 \times 1.20] + [(2 \times 1.20) + (3 \times 3.55) + (1.90 \times 2.40)] + [4 \times 1.20] + [3 \times 1.20] + [(2 \times 1.20) + (1.90 \times 2.40)] + [2 \times 1.20]}$$

$$\mu_p = \frac{35.37}{40.17} = 0.88 \longrightarrow \mu_p = 0.88$$

A partir de la courbe de la figure III.2 : $C_{pi} = -0.40$

III.4.1.3. Détermination de la pression aérodynamique $W(z_j)$ et la pression due au vent q_j

$$W(Z_j) = q_p(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad (\text{N/m}^2)$$

$$q_j = C_d \times W(Z_j) \quad (\text{N/m}^2)$$

A. Parois verticales

Tableau III.1 : Pressions du vent sur les parois verticales (V1)

Zone	Cd	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j)$ (N/m ²)	q_j (N/m ²)
A'	1	1331.10	-1	-0.40	-798.66	-798.66
B'	1	1331.10	-0.8	-0.40	-532.44	-532.44
D	1	1331.10	+0.8	-0.40	1597.32	1597.32
E	1	1331.10	-0.3	-0.40	133.11	133.11

B. Toiture

Tableau III.2 : Pressions du vent sur la toiture (V1)

Zone	Cd	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j)$ (N/m ²)	q_j (N/m ²)
F	1	1331.10	-1.4	-0.40	-1331.10	-1331.10
G	1	1331.10	-0.9	-0.40	-665.55	-665.55
H	1	1331.10	-0.7	-0.40	-399.33	-399.33
I	1	1331.10	±0.2	-0.40	798.66	798.66

III.4.2. Direction du vent V2

III.4.2.1. Détermination de coefficient de pression extérieur (C_{pe})

A. Parois verticales

Pour cette direction du vent (V2) on a : $b = 18\text{m}$; $d = 25\text{m}$; $h = 11.45\text{m}$

$e = \min [b ; 2h] = \min [18 ; 2 \times 11.45] = \min [18 ; 22.9] \longrightarrow e = 18\text{ m}$

$d = 25\text{ m} > e = 18\text{ m}$: selon RNV2013, on divise les parois comme suit :

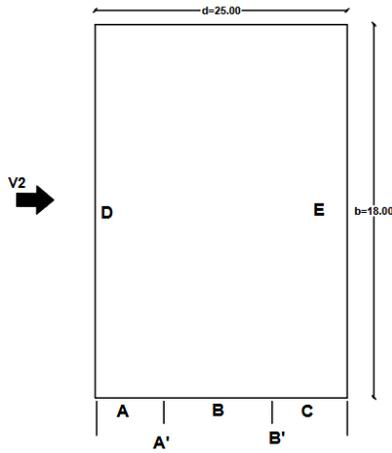


Fig.III.6 : Vue en plan pour la division de la paroi (V2)

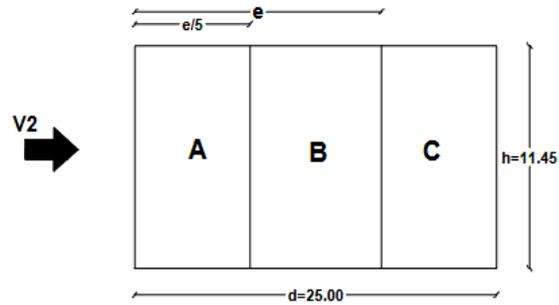


Fig.III.7 : Vue en élévation pour la division de la paroi dans le cas où $e < d$

$$S_A = (e/5) \times h = (18/5) \times 11.45 = 41.22 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -1$$

$$S_B = [e - (e/5)] \times h = [18 - (18/5)] \times 11.45 = 164.88 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -0.8$$

$$S_C = (d - e) \times h = (25 - 18) \times 11.45 = 80.15 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -0.5$$

$$S_D = b \times h = 18 \times 11.45 = 206.1 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = +0.8$$

$$S_E = b \times h = 18 \times 11.45 = 206.1 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -0.3$$

B. Toiture

La toiture de notre ouvrage est une toiture plate.

Pour cette direction du vent (V2) on a : $b = 18\text{m}$; $d = 25\text{m}$; $h = 11.45\text{m}$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [18 ; 2 \times 11.45] = \min [18 ; 22.9] \quad \longrightarrow \quad e = 18\text{m}$$

La hauteur de l'acrotère : $h_p = 0.60 \text{ m}$

Selon le tableau 5.2 dans le RNV2013 on a : $h_p/h = 0.60/10.85 = 0.05$

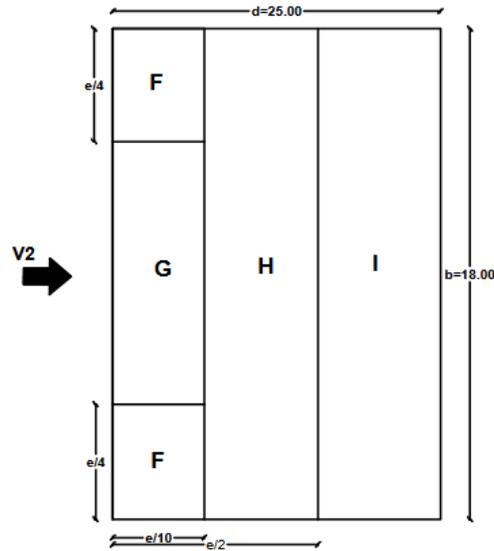


Fig.III.8: Légende pour les toitures plates (V2)

$$S_F = (e / 10) \times (e / 4) = (18 / 10) \times (18 / 4) = 8.1 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad 1 \text{ m}^2 < S_F = 8.1 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \text{Log}_{10}(S) = -2 + (-1.4 - (-2)) \times \text{Log}_{10}(8.1) \longrightarrow C_{pe} = -1.45$$

$$S_G = [b - 2(e / 4)] \times (e / 10) = [18 - 2(18 / 4)] \times (18 / 10) = 16.2 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -0.9$$

$$S_H = (e / 2 - e / 10) \times b = (18 / 2 - 18 / 10) \times 18 = 129.6 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -0.7$$

$$S_I = (d - e / 2) \times b = (18 - 18 / 2) \times 18 = 288 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = \pm 0.2$$

III.4.2.2. Détermination de coefficient de pression intérieur (C_{pi})

$\mu_p = \sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent} / \sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}$

μ_p

$$= \frac{[4 \times 1.20] + [4 \times 1.20] + [3 \times 1.20] + [(2 \times 1.20) + (1.90 \times 2.40)] + [2 \times 1.20]}{[4 \times 1.20] + [(2 \times 1.20) + (3 \times 3.55)] + (1.90 \times 2.40) + [4 \times 1.20] + [3 \times 1.20] + [(2 \times 1.20) + (1.90 \times 2.40)] + [2 \times 1.20]}$$

$$\mu_p = \frac{22.56}{40.17} = 0.56 \quad \longrightarrow \quad \mu_p = 0.56$$

A partir de la courbe de la figure III.2 : $C_{pi} = 0.05$

III.4.2.3. Détermination de la pression aérodynamique $W(z_j)$ et la pression due au vent q_j

$$W(Z_j) = q_p(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad (\text{N/m}^2)$$

$$q_j = C_d \times W(Z_j) \quad (\text{N/m}^2)$$

A. Parois verticales

Tableau III.3 : Pressions du vent sur les parois verticales (V2)

Zone	Cd	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j)$ (N/m ²)	q_j (N/m ²)
A	1	1331.10	-1	0.05	-1397.65	-1397.65
B	1	1331.10	-0.8	0.05	-1131.43	-1131.43
C	1	1331.10	-0.5	0.05	-732.10	-732.10
D	1	1331.10	+0.8	0.05	998.32	998.32
E	1	1331.10	-0.3	0.05	-465.88	-465.88

B. Toiture

Tableau III.4 : Pressions du vent sur la toiture (V2)

Zone	Cd	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j)$ (N/m ²)	q_j (N/m ²)
F	1	1331.10	-1.45	0.05	-1996.65	-1996.65
G	1	1331.10	-0.9	0.05	-1264.54	-1264.54
H	1	1331.10	-0.7	0.05	-998.32	-998.32
I	1	1331.10	±0.2	0.05	-332.77	-332.77

III.4.3. Direction du vent V3

III.4.3.1. Détermination de coefficient de pression extérieur (C_{pe})

A. Parois verticales

Pour cette direction du vent (V3) on a : $b = 17\text{m}$; $d = 11\text{m}$; $h = 11.45\text{m}$

$e = \min [b ; 2h] = \min [17 ; 2 \times 11.45] = \min [17 ; 22.9] \rightarrow e = 17\text{m}$

$d = 11\text{ m} < e = 17\text{ m}$: selon RNV2013, on divise les parois comme suit :

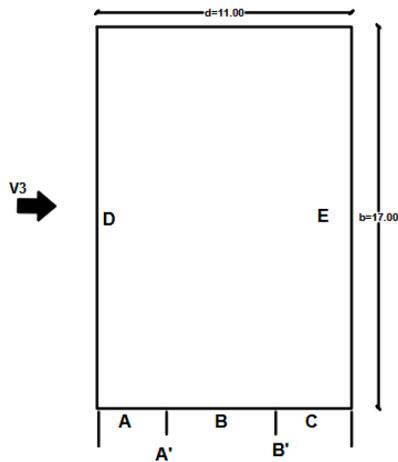


Fig.III.9 : Vue en plan pour la division de la paroi (V3)

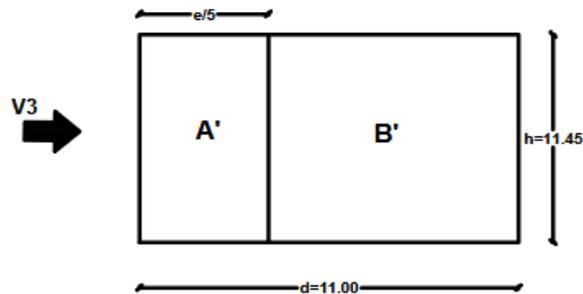


Fig.III.10 : Vue en élévation pour la division de la paroi dans le cas où $e > d$

$$S_{A'} = (e/5) \times h = (17/5) \times 11.45 = 38.93 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -1$$

$$S_{B'} = [d - (e/5)] \times h = [11 - (17/5)] \times 11.45 = 87.02 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -0.8$$

$$S_D = b \times h = 17 \times 11.45 = 194.65 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = +0.8$$

$$S_E = b \times h = 17 \times 11.45 = 194.65 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -0.3$$

B. Toiture

La toiture de notre ouvrage est une toiture plate.

Pour cette direction du vent (V3) on a : $b = 17\text{m}$; $d = 11\text{m}$; $h = 11.45\text{m}$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [17 ; 2 \times 11.45] = \min [17 ; 22.9] \quad \longrightarrow \quad e = 17\text{m}$$

La hauteur de l'acrotère : $h_p = 0.60 \text{ m}$

Selon le tableau 5.2 dans le RNV2013 on a : $h_p/h = 0.60/10.85 = 0.05$

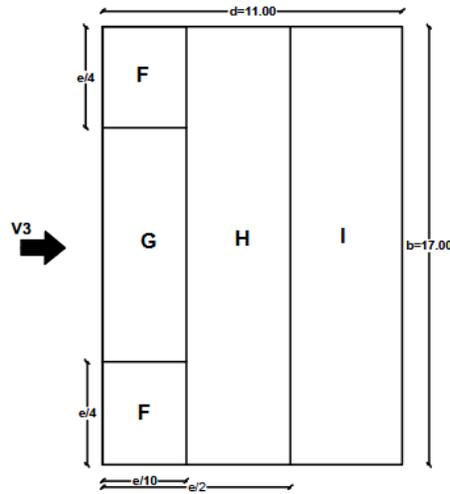


Fig.III.11 : Légende pour les toitures plates (V3)

$$S_F = (e / 10) \times (e / 4) = (17 / 10) \times (17 / 4) = 7.22 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad 1\text{m}^2 < S_F = 7.22 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \text{Log}_{10} (S) = -2 + (-1.4 - (-2)) \times \text{Log}_{10} (7.22) \longrightarrow C_{pe} = -1.48$$

$$S_G = [b - 2(e / 4)] \times (e / 10) = [17 - 2(17 / 4)] \times (17 / 10) = 14.45 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -0.9$$

$$S_H = (e/2 - e/10) \times b = (17/2 - 17/10) \times 17 = 115.6 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -0.7$$

$$S_I = (d - e/2) \times b = (11 - 17/2) \times 17 = 42.5 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = \pm 0.2$$

III.4.3.2. Détermination de coefficient de pression intérieure (C_{pi})

$\mu_p = \sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent} / \sum \text{des surfaces de toutes ouvertures}$

μ_p

$$= \frac{[4 \times 1.20] + [(2 \times 1.20) + (3 \times 3.55) + (1.90 \times 2.40)] + [3 \times 1.20] + [(2 \times 1.20) + (1.90 \times 2.40)] + [2 \times 1.20]}{[4 \times 1.20] + [(2 \times 1.20) + (3 \times 3.55) + (1.90 \times 2.40)] + [4 \times 1.20] + [3 \times 1.20] + [(2 \times 1.20) + (1.90 \times 2.40)] + [2 \times 1.20]}$$

$$\mu_p = \frac{35.37}{40.17} = 0.88 \quad \longrightarrow \quad \mu_p = 0.88$$

A partir de la courbe de la figure III.2 : $C_{pi} = -0.40$

III.4.3.3. Détermination de la pression aérodynamique $W(z_j)$ et la pression due au vent q_j

$$W(Z_j) = q_p(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad (\text{N/m}^2)$$

$$q_j = C_d \times W(Z_j) \quad (\text{N/m}^2)$$

A. Parois verticales

Tableau III.5 : Pressions du vent sur les parois verticales (V3)

Zone	Cd	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j)$ (N/m ²)	q_j (N/m ²)
A'	1	1331.10	-1	-0.40	-798.66	-798.66
B'	1	1331.10	-0.8	-0.40	-532.44	-532.44
D	1	1331.10	+0.8	-0.40	1597.32	1597.32
E	1	1331.10	-0.3	-0.40	133.11	133.11

B. Toiture

Tableau III.6 : Pressions du vent sur la toiture (V3)

Zone	Cd	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j)$ (N/m ²)	q_j (N/m ²)
F	1	1331.10	-1.48	-0.40	-1437.59	-1437.59
G	1	1331.10	-0.9	-0.40	-665.55	-665.55
H	1	1331.10	-0.7	-0.40	-399.33	-399.33
I	1	1331.10	±0.2	-0.40	798.66	798.66

III.4.4. Direction du vent V4

III.4.4.1. Détermination de coefficient de pression extérieur (C_{pe})

A. Parois verticales

Pour cette direction du vent (V4) on a : $b = 11\text{m}$; $d = 17\text{m}$; $h = 11.45\text{m}$

$e = \min [b ; 2h] = \min [11 ; 2 \times 11.45] = \min [11 ; 22.9] \rightarrow e = 11\text{ m}$

$d = 17\text{ m} > e = 11\text{ m}$: selon RNV2013, on divise les parois comme suit :

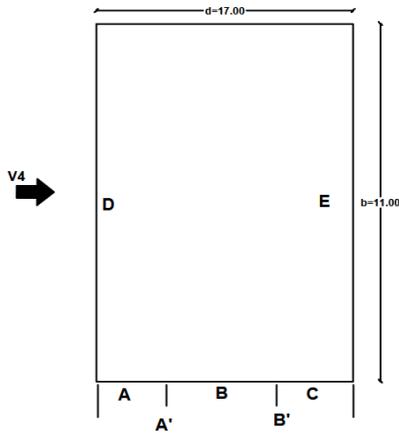


Fig.III.12 : Vue en plan pour la division de la paroi (V4)

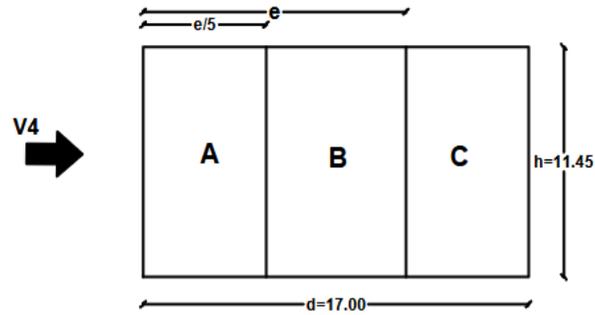


Fig.III.13 : Vue en élévation pour la division de la paroi dans le cas où $e < d$

$$S_A = (e/5) \times h = (11/5) \times 11.45 = 25.19 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -1$$

$$S_B = [e - (e/5)] \times h = [11 - (11/5)] \times 11.45 = 100.76 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -0.8$$

$$S_C = (d - e) \times h = (17 - 11) \times 11.45 = 68.7 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -0.5$$

$$S_D = b \times h = 11 \times 11.45 = 125.95 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = +0.8$$

$$S_E = b \times h = 11 \times 11.45 = 125.95 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -0.3$$

B. Toiture

La toiture de notre ouvrage est une toiture plate.

Pour cette direction du vent (V4) on a : $b = 11\text{m}$; $d = 17\text{m}$; $h = 11.45\text{m}$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [11 ; 2 \times 11.45] = \min [11 ; 22.9] \quad \longrightarrow \quad e = 11\text{m}$$

La hauteur de l'acrotère : $h_p = 0.60 \text{ m}$

Selon le tableau 5.2 dans le RNV2013 on a : $h_p/h = 0.60/10.85 = 0.05$

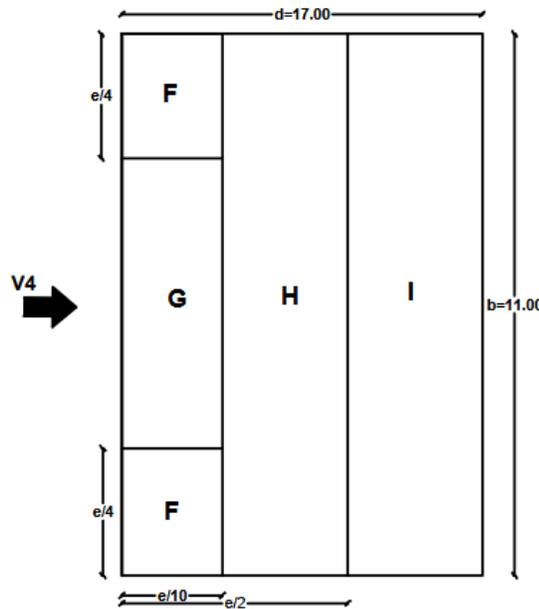


Fig.III.14 : Légende pour les toitures plates (V4)

$$S_F = (e / 10) \times (e / 4) = (11 / 10) \times (11 / 4) = 3.025 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad 1\text{m}^2 < S_F = 3.025 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \text{Log}_{10} (S) = -2 + (-1.4 - (-2)) \times \text{Log}_{10} (3.025) \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = -1.71$$

$$S_G = [b - 2(e / 4)] \times (e / 10) = [11 - 2(11 / 4)] \times (11 / 10) = 6.05 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad 1\text{m}^2 < S_G = 6.05 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \text{Log}_{10} (S) = -1.6 + (-0.9 - (-1.6)) \times \text{Log}_{10} (6.05) \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = -1.05$$

$$S_H = (e/2 - e/10) \times b = (11/2 - 11/10) \times 11 = 48.4 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -0.7$$

$$S_I = (d - e/2) \times b = (17 - 11/2) \times 11 = 126.5 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = \pm 0.2$$

III.4.4.2. Détermination de coefficient de pression intérieure (C_{pi})

$\mu_p = \sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent} / \sum \text{des surfaces de toutes ouvertures}$

μ_p

$$= \frac{[4 \times 1.20] + [(2 \times 1.20) + (3 \times 3.55) + (1.90 \times 2.40)] + [4 \times 1.20] + [(2 \times 1.20) + (1.90 \times 2.40)] + [2 \times 1.20]}{[4 \times 1.20] + [(2 \times 1.20) + (3 \times 3.55) + (1.90 \times 2.40)] + [4 \times 1.20] + [3 \times 1.20] + [(2 \times 1.20) + (1.90 \times 2.40)] + [2 \times 1.20]}$$

$$\mu_p = \frac{36.57}{40.17} = 0.91 \quad \longrightarrow \quad \mu_p = 0.91$$

A partir de la courbe de la figure III.2 : $C_{pi} = -0.45$

III.4.4.3. Détermination de la pression aérodynamique $W(z_j)$ et la pression due au vent q_j

$$W(Z_j) = q_p(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad (\text{N/m}^2)$$

$$q_j = C_d \times W(Z_j) \quad (\text{N/m}^2)$$

A. Parois verticales

Tableau III.7 : Pressions du vent sur les parois verticales (V4)

Zone	Cd	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j)$ (N/m ²)	q_j (N/m ²)
A	1	1331.10	-1	-0.45	-732.10	-732.10
B	1	1331.10	-0.8	-0.45	-465.89	-465.89
C	1	1331.10	-0.5	-0.45	-66.55	-66.55
D	1	1331.10	+0.8	-0.45	1663.87	1663.87
E	1	1331.10	-0.3	-0.45	199.66	199.66

B. Toiture

Tableau III.8 : Pressions du vent sur la toiture (V4)

Zone	Cd	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j)$ (N/m ²)	q_j (N/m ²)
F	1	1331.10	-1.71	-0.45	-1677.19	-1677.19
G	1	1331.10	-1.05	-0.45	-798.66	-798.66
H	1	1331.10	-0.7	-0.45	-332.77	-332.77
I	1	1331.10	±0.2	-0.45	865.21	865.21

III.4.5. Direction du vent V5

III.4.5.1. Détermination de coefficient de pression extérieur (C_{pe})

A. Parois verticales

Pour cette direction du vent (V5) on a : $b = 7\text{m}$; $d = 25\text{m}$; $h = 11.45\text{m}$

$e = \min [b ; 2h] = \min [7 ; 2 \times 11.45] = \min [7 ; 22.9] \rightarrow e = 7\text{ m}$

$d = 25\text{ m} > e = 7\text{ m}$: selon RNV2013, on divise les parois comme suit :

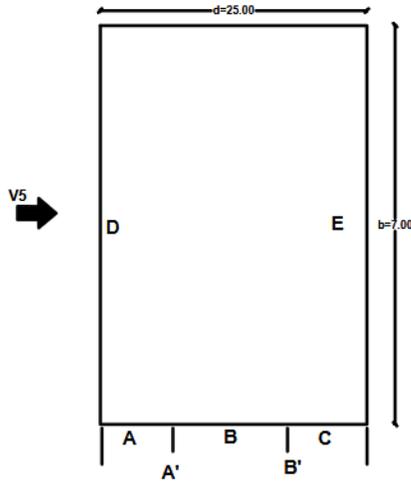


Fig.III.15 : Vue en plan pour la division de la paroi (V5)

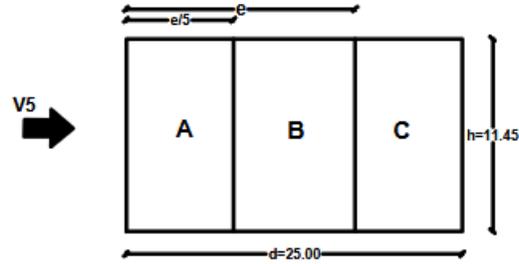


Fig.III.16 : Vue en élévation pour la division de la paroi dans le cas où $e < d$

$$S_A = (e/5) \times h = (7/5) \times 11.45 = 16.03 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -1$$

$$S_B = [e - (e/5)] \times h = [7 - (7/5)] \times 11.45 = 64.12 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -0.8$$

$$S_C = (d - e) \times h = (25 - 7) \times 11.45 = 206.1 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -0.5$$

$$S_D = b \times h = 7 \times 11.45 = 80.15 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = +0.8$$

$$S_E = b \times h = 7 \times 11.45 = 80.15 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -0.3$$

B. Toiture

La toiture de notre ouvrage est une toiture plate.

Pour cette direction du vent (V5) on a : $b = 7\text{m}$; $d = 25\text{m}$; $h = 11.45\text{m}$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [7 ; 2 \times 11.45] = \min [7 ; 22.9] \quad \longrightarrow \quad e = 7\text{m}$$

La hauteur de l'acrotère : $h_p = 0.60 \text{ m}$

Selon le tableau 5.2 dans le RNV2013 on a : $h_p/h = 0.60/10.85 = 0.05$

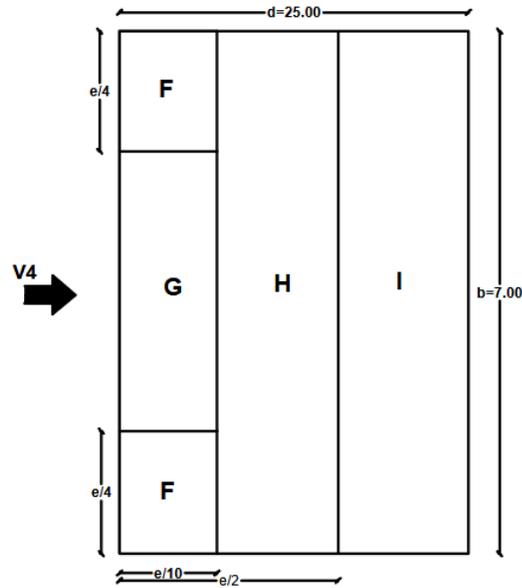


Fig.III.17 : Légende pour les toitures plates (V5).

$$S_F = (e / 10) \times (e / 4) = (7 / 10) \times (7 / 4) = 1.225 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad 1\text{m}^2 < S_F = 1.225 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \text{Log}_{10} (S) = -2 + (-1.4 - (-2)) \times \text{Log}_{10} (1.225) \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = -1.95$$

$$S_G = [b - 2(e / 4)] \times (e / 10) = [7 - 2(7 / 4)] \times (7 / 10) = 2.45 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad 1\text{m}^2 < S_G = 2.45 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \text{Log}_{10} (S) = -1.6 + (-0.9 - (-1.6)) \times \text{Log}_{10} (2.45) \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = -1.33$$

$$S_H = (e/2 - e/10) \times b = (7/2 - 7/10) \times 7 = 19.6 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -0.7$$

$$S_I = (d - e/2) \times b = (25 - 7/2) \times 7 = 150.5 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = \pm 0.2$$

III.4.5.2. Détermination de coefficient de pression intérieur (C_{pi})

$\mu_p = \sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent} / \sum \text{des surfaces de toutes ouvertures}$

μ_p

$$= \frac{[4 \times 1.20] + [(2 \times 1.20) + (3 \times 3.55) + (1.90 \times 2.40)] + [4 \times 1.20] + [3 \times 1.20] + [2 \times 1.20]}{[4 \times 1.20] + [(2 \times 1.20) + (3 \times 3.55) + (1.90 \times 2.40)] + [4 \times 1.20] + [3 \times 1.20] + [(2 \times 1.20) + (1.90 \times 2.40)] + [2 \times 1.20]}$$

$$\mu_p = \frac{33.21}{40.17} = 0.83 \quad \longrightarrow \quad \mu_p = 0.83$$

A partir de la courbe de la figure III.2 et avec interpolation : $C_{pi} = 0$

III.4.5.3. Détermination de la pression aérodynamique $W(z_j)$ et la pression due au vent q_j

$$W(Z_j) = q_p(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad (\text{N/m}^2)$$

$$q_j = C_d \times W(Z_j) \quad (\text{N/m}^2)$$

A. Parois verticales

Tableau III.9 : Pressions du vent sur les parois verticales (V5)

Zone	Cd	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j)$ (N/m ²)	q_j (N/m ²)
A	1	1331.10	-1	0	-1331.10	-1331.10
B	1	1331.10	-0.8	0	-1064.88	-1064.88
C	1	1331.10	-0.5	0	-665.55	-665.55
D	1	1331.10	+0.8	0	1064.88	1064.88
E	1	1331.10	-0.3	0	-399.33	-399.33

B. Toiture

Tableau III.10 : Pressions du vent sur la toiture (V5)

Zone	Cd	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j)$ (N/m ²)	q_j (N/m ²)
F	1	1331.10	-1.95	0	-2595.64	-2595.64
G	1	1331.10	-1.33	0	-177036	-177036
H	1	1331.10	-0.7	0	-931.77	-931.77
I	1	1331.10	±0.2	0	±266.22	±266.22

III.4.6. Direction du vent V6

III.4.6.1. Détermination de coefficient de pression extérieur (C_{pe})

A. Parois verticales

Pour cette direction du vent (V6) on a : $b = 7\text{m}$; $d = 18\text{m}$; $h = 11.45\text{m}$

$e = \min [b ; 2h] = \min [7 ; 2 \times 11.45] = \min [7 ; 22.9] \longrightarrow e = 7\text{ m}$

$d = 18\text{ m} > e = 7\text{ m}$: selon RNV2013, on divise les parois comme suit :

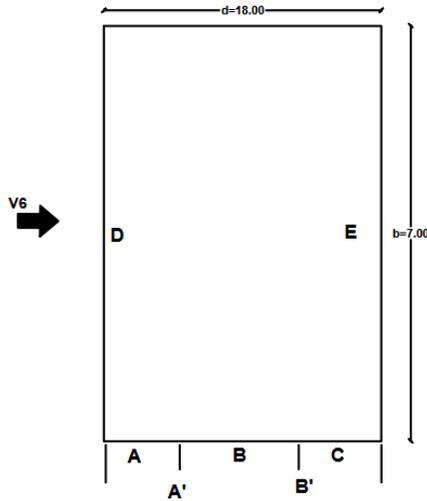


Fig.III.18: Vue en plan pour la division de la paroi (V6)

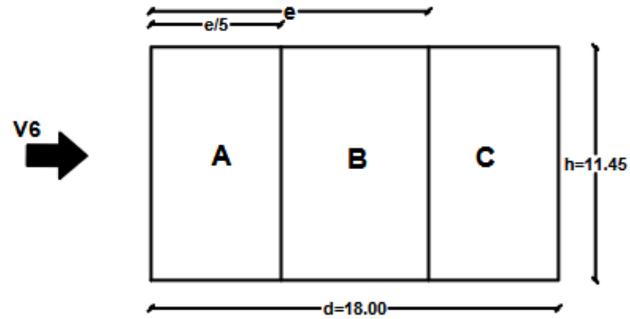


Fig.III.19 : Vue en élévation pour la division de la paroi dans le cas où $e < d$

$$S_A = (e/5) \times h = (7/5) \times 11.45 = 16.03 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -1$$

$$S_B = [e - (e/5)] \times h = [7 - (7/5)] \times 11.45 = 64.12 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -0.8$$

$$S_C = (d - e) \times h = (18 - 7) \times 11.45 = 125.95 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -0.5$$

$$S_D = b \times h = 7 \times 11.45 = 80.15 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = +0.8$$

$$S_E = b \times h = 7 \times 11.45 = 80.15 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -0.3$$

B. Toiture

La toiture de notre ouvrage est une toiture plate.

Pour cette direction du vent (V5) on a : $b = 7\text{m}$; $d = 18\text{m}$; $h = 11.45\text{m}$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [7 ; 2 \times 11.45] = \min [7 ; 22.9] \quad \longrightarrow \quad e = 7\text{m}$$

La hauteur de l'acrotère : $h_p = 0.60 \text{ m}$

Selon le tableau 5.2 dans le RNV2013 on a : $h_p/h = 0.60/10.85 = 0.05$

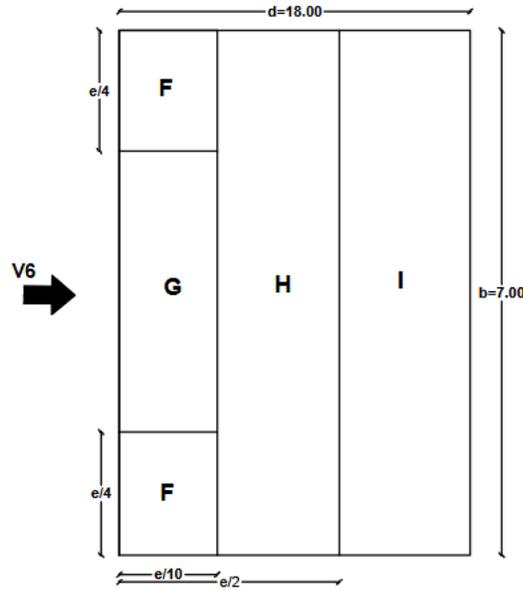


Fig.III.20 : Légende pour les toitures plates (V6)

$$S_F = (e / 10) \times (e / 4) = (7 / 10) \times (7 / 4) = 1.225 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad 1\text{m}^2 < S_F = 1.225 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \text{Log}_{10} (S) = -2 + (-1.4 - (-2)) \times \text{Log}_{10} (1.225) \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = -1.95$$

$$S_G = [b - 2(e / 4)] \times (e / 10) = [7 - 2(7 / 4)] \times (7 / 10) = 2.45 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad 1\text{m}^2 < S_G = 2.45 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \text{Log}_{10} (S) = -1.6 + (-0.9 - (-1.6)) \times \text{Log}_{10} (2.45) \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = -1.33$$

$$S_H = (e/2 - e/10) \times b = (7/2 - 7/10) \times 7 = 19.6 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -0.7$$

$$S_I = (d - e/2) \times b = (18 - 7/2) \times 7 = 101.5 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10} = \pm 0.2$$

III.4.6.2. Détermination de coefficient de pression intérieure (C_{pi})

$\mu_p = \sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent} / \sum \text{des surfaces de toutes ouvertures}$

μ_p

$$= \frac{[4 \times 1.20] + [(2 \times 1.20) + (3 \times 3.55) + (1.90 \times 2.40)] + [4 \times 1.20] + [3 \times 1.20] + [(2 \times 1.20) + (1.90 \times 2.40)]}{[4 \times 1.20] + [(2 \times 1.20) + (3 \times 3.55) + (1.90 \times 2.40)] + [4 \times 1.20] + [3 \times 1.20] + [(2 \times 1.20) + (1.90 \times 2.40)] + [2 \times 1.20]}$$

$$\mu_p = \frac{37.77}{40.17} = 0.94 \quad \longrightarrow \quad \mu_p = 0.94$$

A partir de la courbe de la figure III.2 : $C_{pi} = -0.50$

III.4.6.3. Détermination de la pression aérodynamique $W(z_j)$ et la pression due au vent q_j

$$W(Z_j) = q_p(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad (\text{N/m}^2)$$

$$q_j = C_d \times W(Z_j) \quad (\text{N/m}^2)$$

A. Parois verticales

Tableau III.11 : Pressions du vent sur les parois verticales (V6)

Zone	C_d	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j)$ (N/m ²)	q_j (N/m ²)
A	1	1331.10	-1	-0.50	-665.55	-665.55
B	1	1331.10	-0.8	-0.50	-399.33	-399.33
C	1	1331.10	-0.5	-0.50	0	0
D	1	1331.10	+0.8	-0.50	1730.43	1730.43
E	1	1331.10	-0.3	-0.50	266.22	266.22

B. Toiture

Tableau III.12 : Pressions du vent sur la toiture (V6)

Zone	C_d	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j)$ (N/m ²)	q_j (N/m ²)
F	1	1331.10	-1.95	-0.50	-1930.09	-1930.09
G	1	1331.10	-1.33	-0.50	-1104.81	-1104.81
H	1	1331.10	-0.7	-0.50	-266.22	-266.22
I	1	1331.10	±0.2	-0.50	931.77	931.77

IV. Conclusion

Après avoir calculer les pressions du vent dans les six (6) directions (V1 à V6), nous avons trouvé les valeurs maximales 2995.64 N/m² qui corresponds au vent V5. Ces valeurs introduire dans le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019 pour le calcul de la structure.

CHAPITRE IV

ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES



I. Introduction

Dans ce chapitre on va étudier et faire un pré-dimensionnement des éléments secondaires (le plancher collaborant, les solives et les escaliers).

II. Plancher collaborant

La réalisation des planchers mixtes (des niveaux d'étage et de terrasse) sera faite par la tôle de type Cofrastra 40.

Cofrastra 40 est un profil nervuré destiné à la réalisation de dalles mixtes. Le profil constitue le coffrage en phase provisoire et permet d'économiser la nappe d'armatures basses. Cofrastra 40 permet de réaliser des dalles peu épaisses ou de masse surfacique pas importante.

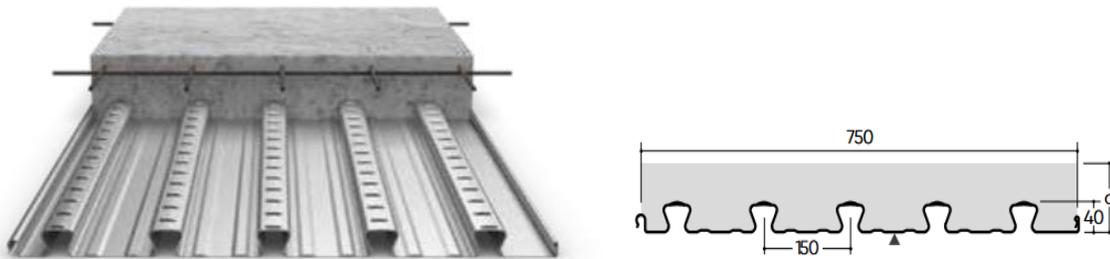


Fig.IV.1 : Conception d'un plancher collaborant.

Tableau IV.1 : Caractéristiques de la tôle cofrastra 40

Hauteur des nervures (mm)	40
Nombre de nervure par bac	5
Espacement des nervures (mm)	150
Largeur outils du bac (mm)	750
Epaisseur de tôle	0.75
Poids (daN/m ²)	9.80

II.1. Les solives

Les solives sont des poutrelles qui travaillent à la flexion simple, leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminé par l'équation suivante :

$$0.7 \text{ m} \leq L \leq 1.50 \text{ m}$$

II.1.1. Solive pour plancher étage courant

On prend : entre-axe : $e = 1.5\text{m}$

Portée de la solive : $L = 6\text{m}$

$G_{\text{plancher}} = 312 \times 1.5 = 468 \text{ daN/ml}$

$Q = 250 \times 1.5 = 375 \text{ daN/ml}$

Combinaison à l'état limite de service :

$q_s = G + Q = 468 + 375 = 843 \text{ daN/ml}$

A. Calcul de la flèche

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_s \times L^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 843 \times 10^{-2} \times 6000^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^4} \times 10^{-4} = 2822 \text{ cm}^4$$

$I_y \geq 2822 \text{ cm}^4 \longrightarrow$ On adopte **IPE240**

Tableau IV.2 : Caractéristiques du profilé IPE240

Profilé	Poids G (daN/m)	Section A (cm ²)	Caractéristiques										
			h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	I _t (cm ⁴)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
IPE240	30.7	39.12	240	120	6.2	9.8	3892	283.6	12.88	366.6	73.92	9.97	2.69

B. Vérification de la flèche

On a le poids propre de solive IPE 240 est : $pp = 30.7 \text{ daN/m}$

$q = 843 + 30.7 = 873.7 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 873.7 \times 10^{-2} \times 6000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 3892 \times 10^4} = 18.04 \text{ mm}$$

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

Donc : $18.04 \text{ mm} < 24 \text{ mm} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

C. Vérification de la résistance

On va vérifier : $M_{sd} \leq M_{pl,y}$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{873.7 \times 6^2}{8} = 3931.65 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{366.6 \times 27.5}{1.1} = 9165 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 3931.65 \text{ daN.m} \leq M_{pl,y} = 9165 \text{ daN.m} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

II.1.2. Solive pour plancher terrasse inaccessible

On prend : entre-axe : $e = 1.5\text{m}$

Portée de la solive : $L = 6\text{m}$

$G_{\text{plancher}} = 545 \times 1.5 = 817.5 \text{ daN/ml}$

$Q = 100 \times 1.5 = 150 \text{ daN/ml} = 9165 \text{ daN.m}$

Combinaison à l'état limite de service :

$q_s = G + Q = 817.5 + 150 = 967.5 \text{ daN/ml}$

A. Calcul de la flèche

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_s \times L^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 967.5 \times 10^{-2} \times 6000^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^4} \times 10^{-4} = 3239 \text{ cm}^4$$

$I_y \geq 3239 \text{ cm}^4 \longrightarrow$ On adopte **IPE240**

Tableau IV.3 : Caractéristiques du profilé IPE240

Profilé	Poids	Section	Caractéristiques										
			h	b	tw	tf	I_y	I_z	I_t	$W_{pl,y}$	$W_{pl,z}$	i_y	i_z
	G (daN/m)	A (cm ²)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ⁴)	(cm ⁴)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm ³)	(cm)	(cm)
IPE240	30.7	39.12	240	120	6.2	9.8	3892	283.6	12.88	366.6	73.92	9.97	2.69

B. Vérification de la flèche

On a le poids propre de solive IPE 240 est : $pp = 30.7 \text{ daN/m}$

$q = 967.5 + 30.7 = 998.2 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 998.2 \times 10^{-2} \times 6000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 3892 \times 10^4} = 20.61 \text{ mm}$$

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

Donc : 20.61 mm < 24 mm \longrightarrow **Condition vérifiée**

C. Vérification de la résistance

On va vérifier : $M_{sd} \leq M_{pl,y}$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{998.2 \times 6^2}{8} = 4491.9 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{366.6 \times 27.5}{1.1} = 9165 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 4491.9 \text{ daN.m} \leq M_{pl,y} = 9165 \text{ daN.m} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

D. Conclusion

Pour les solives des plancher (étage courant et terrasse inaccessible) on adopte **IPE 240**

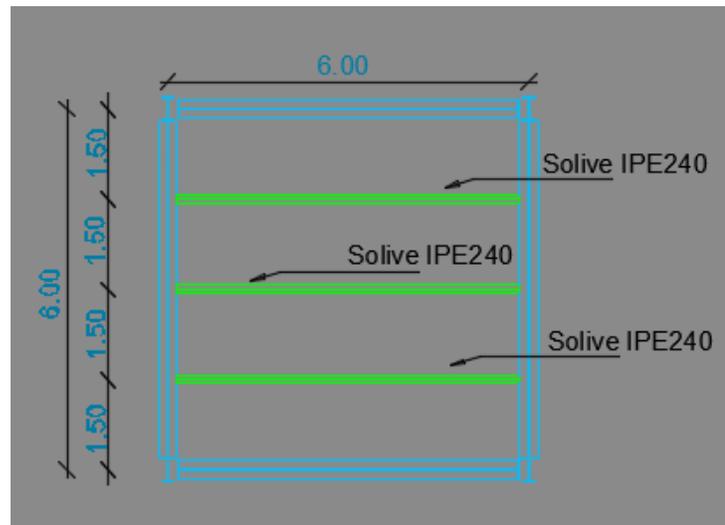


Fig.IV.2 : Disposition des solives.

II.2. Calcul du plancher mixte

II.2.1. Calcul du plancher étage courant

Pour le calcul des dalles collaborantes (plancher mixte) on a deux méthodes, la première est le calcul des planchers dans le domaine élastique et la deuxième est dans le domaine plastique.

Dans notre cas on va calculer dans le domaine plastique car c'est la méthode la plus économique.

A. Largeur participante de la dalle

Poutre isostatique : $L_0 = L = 6\text{m}$

L_0 est fonction de la portée de la poutre.

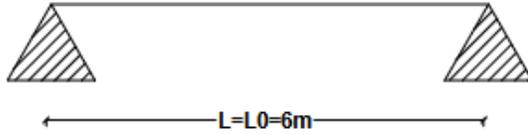


Fig.IV.3: La portée de la poutre.

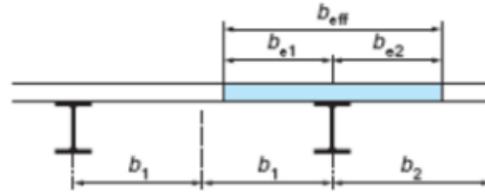


Fig.IV.4: Largeur efficace de la dalle en béton. (BENOUIS,2023)

$$b_{\text{eff}} = b_{e1} + b_{e2} \quad \text{avec} \quad b_{e1} = \min(L_0/8 ; b_i) \quad b_i = 1.5\text{m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min(6/8 ; 1.5) = \min(0.75 ; 1.5) \longrightarrow b_{e1} = b_{e2} = 0.75 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = 0.75 + 0.75 = 1.5 \longrightarrow b_{\text{eff}} = 1.5\text{m}$$

B. Charge permanents (G)

$G = \text{PP de la dalle} + \text{PP de la solive}$

$$G = (312 \times 1.5) + 30.7 \longrightarrow G = 498.7 \text{ daN/ml}$$

C. Charge d'exploitation (Q)

$$Q = 250 \times 1.5 \longrightarrow Q = 375 \text{ daN/ml}$$

D. Combinaison de charge

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

$$q = 1.35 \times 498.7 + 1.5 \times 375 \longrightarrow q = 1235.74 \text{ daN/ml}$$

E. Aire de la section homogénéisée

$$A_h = A_a + \frac{b_{\text{eff}} \times h_c}{n} = 39.12 + \frac{150 \times 6}{15} \longrightarrow A_h = 99.12 \text{ cm}^2$$

F. Calcul la résistance plastique du profilé et de la dalle

$$f_c = h_c \times b_{\text{eff}} \left(0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) \quad \text{Et} \quad f_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a}$$

Avec : $\gamma_c = 1.5$; $\gamma_a = 1.1$; $f_{ck} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

f_a : Résistance plastique du profilé en traction.

f_c : Résistance plastique de la dalle en compression.

Aa : Aire de la section de la poutre en acier (IPE240)

beff : Largeur efficace de la dalle en flexion.

$$f_c = 60 \times 1500 \left(0.85 \times \frac{25}{1.5}\right) = 1275000 \longrightarrow \quad \mathbf{f_c = 1275000 \text{ N}}$$

$$f_a = 39.12 \times 10^2 \times \frac{275}{1.1} = 978000 \longrightarrow \quad \mathbf{f_a = 978000 \text{ N}}$$

$f_c = 1275000 \text{ N} > f_a = 978000 \text{ N}$, donc l'axe neutre de la flexion plastique se pose dans la dalle en BA d'épaisseur h_c .

G. Position de l'axe neutre (Z)

La cote (Z) de l'axe neutre plastique (A.N.P) définie par rapport à la face supérieure et le moment résistant plastique sont données par :

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$Z = \frac{978000}{1500 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5}} = 46.02 \text{ mm}$$

$$Z = 46.02 \text{ mm} = 4.60 \text{ cm} < h_c = 60 \text{ mm} = 6 \text{ cm} \longrightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifier}}$$

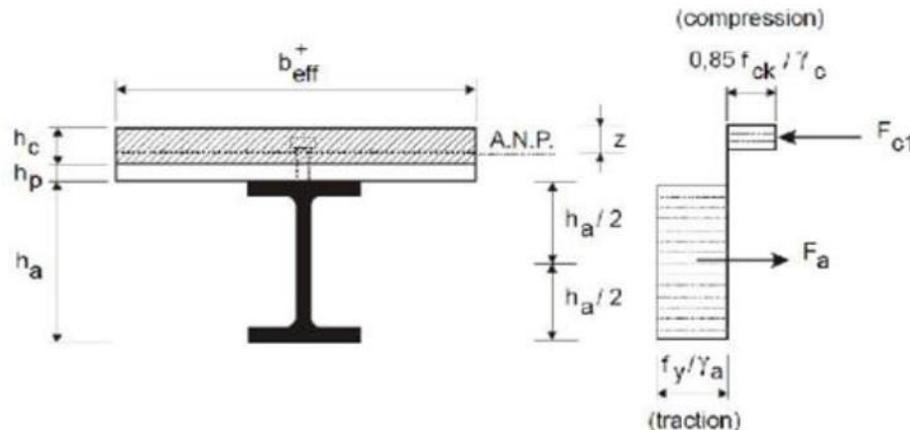


Fig.IV.5 : Distribution des contraintes plastique dans le cas de l'axe neutre plastique situé dans la dalle. (BENOUIS, 2023)

H. Calcul le moment plastique

Condition de résistance à l'ELU : $M_{Sd} \leq M_{pl,Rd}$

$$M_{Sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1235.74 \times 6^2}{8} = 5560.83 \longrightarrow \quad \mathbf{M_{Sd} = 5560.83 \text{ daN.m}}$$

$$M_{pl,Rd} = f_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z}{2} \right) = 978000 \left(\frac{240}{2} + 60 + 40 - \frac{46.02}{2} \right) = 192656220 \text{ N.mm}$$

$$M_{pl,Rd} = 192656220 \times 10^{-4} = 19265.62 \text{ daN.m}$$

$$M_{Sd} = 5560.83 \text{ daN.m} \leq M_{pl,Rd} = 19265.62 \text{ daN.m} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

I. Vérification de la résistance au cisaillement

On va vérifier : $V_{sd} < V_{pl,Rd}$

V_{sd} : l'effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{1235.74 \times 6}{2} = 3707.22 \longrightarrow V_{sd} = 3707.22 \text{ daN}$$

$V_{pl,Rd}$: la résistance plastique

$$V_{pl,Rd} = A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3}} \times \frac{1}{\gamma_a}$$

Avec :

A_v : Aire de cisaillement de la poutre métallique ($A_v = 19.14 \text{ cm}^2$)

$f_y = 275 \text{ MPa} = 27.5 \text{ daN/cm}^2$

$\gamma_a = 1.1$

$$V_{pl,Rd} = 19.14 \times 10^2 \times \frac{27.5}{\sqrt{3}} \times \frac{1}{1.1} = 27626.21 \text{ daN} \longrightarrow V_{pl,Rd} = 27626.21 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3707.22 \text{ daN} < V_{pl,Rd} = 27626.21 \text{ daN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

J. Vérification de la résistance des connecteurs

La liaison entre la dalle en béton et la poutrelle en acier (la semelle supérieure de la solive), nécessite des connecteurs sous forme des goujons à tête soudés ou cornière soudée.

En d'autre terme ils sont destinés pour résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible. (TOUAHRI, 2023).

On choisit des connecteurs de diamètre $\emptyset 18$ et sous forme des goujons à tête soudés.

- Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivants :

$$d = 18 \text{ mm} \quad h = 75 \text{ mm}$$

$$f_y = 275 \text{ MPa} \quad f_u = 400 \text{ MPa}$$

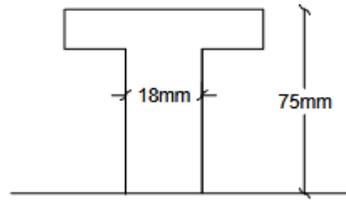


Fig.IV.6 : Caractéristique du connecteur.

$$h/d > 4 \rightarrow h > 4 \times d \rightarrow h > 72\text{mm} ; \text{ on adopt } \mathbf{h = 75\text{mm}}$$

➤ **Calcul de la résistance au cisaillement du connecteur**

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \frac{f_u}{\gamma_v} \left(\frac{\pi \times d^2}{4} \right) \\ 0.29 \frac{\alpha \times d^2}{\gamma_v} \times \sqrt{f_{ck} \times E_{CM}} \end{array} \right.$$

Avec :

P_{Rd} : Résistance au cisaillement.

d : diamètre du connecteur. ($d = 18 \text{ mm}$)

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton. ($f_{ck} = 25 \text{ MPa}$)

$f_{cm} = f_{ck} + 8\text{MPa} = 33\text{MPa}$

E_{CM} : Module sécant moyen du béton.

$$E_{CM} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 22000(33/10)^{0.3} \rightarrow E_{CM} = 31476 \text{ MPa}$$

γ_v : Coefficient de sécurité partiel. ($\gamma_v = 1.25$)

f_u : Contrainte ultime nominale.

α : Facteur correctif

$$\alpha = 1 \quad \text{Si : } h/d = 75/18 = 4.17 > 4$$

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times \frac{400}{1.25} \left(\frac{3.14 \times 18^2}{4} \right) = 65111 \text{ N} \\ 0.29 \times \frac{1 \times 18^2}{1.25} \times \sqrt{25 \times 31476} = 66679 \text{ N} \end{array} \right.$$

$P_{Rd} = 65111 \text{ N} = 6511.1 \text{ daN} = 65.11 \text{ KN}$ (Résistance d'un goujon)

$$d = 18\text{mm} < 20\text{mm}$$

$$h_p = 40\text{mm} < 85\text{mm}$$

$$b_0 = 46.5\text{mm} > h_p = 40\text{mm}$$

$$r = \frac{0.70}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) \leq 1$$

$$r = \frac{0.70}{\sqrt{1}} \times \frac{46.5}{40} \left(\frac{75}{40} - 1 \right) = 0.71 \leq 1$$

$$P'_{Rd} = r \times P_{Rd} = 0.71 \times 6511.1 = 4622.88 \text{ daN}$$

➤ **Calcul l'effort de cisaillement V_{sd}**

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{1235.74 \times 6}{2} = 3707.22 \longrightarrow V_{sd} = 3707.22 \text{ daN}$$

➤ **Nombre de goujon N**

$$N \geq \frac{V_{sd}}{P'_{Rd}} = \frac{3707.22}{4622.88} = 0.80 \longrightarrow N = 1$$

➤ **Vérification des soudures**

a : la gorge

$$a < \min(d ; t_f) = \min(18 ; 9.8) \longrightarrow a = 9.8 \text{ mm}$$

L : longueur du cordon de soudure circulaire

$$L = \pi \times 18 = 56.52\text{mm}$$

Acier S275: $\beta_w = 0.8$; $\gamma_{Mw} = 1.25$; $f_u = 400\text{MPa}$

• **L'effort résistance de cisaillement**

$$F_{wrd} = a \times L \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3}} = 9.8 \times 56.52 \times \frac{400}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} = 127916.80\text{N} = 12791.68\text{daN}$$

• **L'effort sollicitant de cisaillement**

$$F_{sd} = \frac{V_{sd}}{N} = \frac{3707.22}{1} = 3707.22 \text{ daN}$$

$$F_{sd} = 3707.22 \text{ daN} < F_{wrd} = 12791.68 \text{ daN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

II.2.2. Calcul du plancher terrasse inaccessible

On calcul les plancher dans le domaine plastique.

A. Largeur participante de la dalle

Poutre isostatique : $L_0 = L = 6\text{m}$

L_0 est fonction de la portée de la poutre.

$$b_{\text{eff}} = b_{e1} + b_{e2} \quad \text{avec} \quad b_{e1} = \min(L_0/8 ; b_i) \quad b_i = 1.5\text{m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min(6/8 ; 1.5) = \min(0.75; 1.5) \longrightarrow b_{e1} = b_{e2} = 0.75 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = 0.75 + 0.75 = 1.5 \longrightarrow b_{\text{eff}} = 1.5\text{m}$$

B. Charge permanents (G)

$G = \text{PP}_{\text{de la dalle}} + \text{PP}_{\text{de la solive}}$

$$G = (545 \times 1.5) + 30.7 \longrightarrow G = 848.2 \text{ daN/ml}$$

C. Charge d'exploitation (Q)

$$Q = 100 \times 1.5 \longrightarrow Q = 150 \text{ daN/ml}$$

D. Combinaison de charge

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

$$q = 1.35 \times 848.2 + 1.5 \times 150 \longrightarrow q = 1370.07 \text{ daN/ml}$$

E. Aire de la section homogénéisée

$$A_h = A_a + \frac{b_{\text{eff}} \times h_c}{n} = 39.12 + \frac{150 \times 6}{15} \longrightarrow A_h = 99.12 \text{ cm}^2$$

F. Calcul la résistance plastique du profilé et de la dalle

$$f_c = h_c \times b_{\text{eff}} \left(0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) \quad \text{Et} \quad f_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a}$$

Avec : $\gamma_c = 1.5$; $\gamma_a = 1.1$; $f_{ck} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

f_a : Résistance plastique du profilé en traction.

f_c : Résistance plastique de la dalle en compression.

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton.

A_a : Aire de la section de la poutre en acier (IPE240)

b_{eff} : Largeur efficace de la dalle en flexion.

$$f_c = 60 \times 1500 \left(0.85 \times \frac{25}{1.5} \right) = 1275000 \longrightarrow f_c = 1275000 \text{ N}$$

$$f_a = 39.12 \times 10^2 \times \frac{275}{1.1} = 978000 \longrightarrow f_a = 978000 \text{ N}$$

$f_c = 1275000 \text{ N} > f_a = 978000 \text{ N}$ donc l'axe neutre de la flexion plastique se pose dans la dalle en

BA d'épaisseur h_c .

G. Position de l'axe neutre (Z)

La cote (Z) de l'axe neutre plastique (A.N.P) définie par rapport à la face supérieure et le moment résistant plastique sont données par :

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$Z = \frac{978000}{1500 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5}} = 46.02 \text{ mm}$$

$Z = 46.02 \text{ mm} = 4.60 \text{ cm} < h_c = 60 \text{ mm} = 6 \text{ cm} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

H. Calcul du moment plastique

Condition de résistance à l'ELU : $M_{Sd} \leq M_{pl,Rd}$

$$M_{Sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1370.07 \times 6^2}{8} = 6165.31 \longrightarrow \mathbf{M_{sd} = 6165.31 \text{ daN.m}}$$

$$M_{pl,Rd} = f_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z}{2} \right) = 978000 \left(\frac{240}{2} + 60 + 40 - \frac{46.02}{2} \right) = 192656220 \text{ N.mm}$$

$$\mathbf{M_{pl,Rd} = 192656220 \times 10^{-4} = 19265.62 \text{ daN.m}}$$

$M_{Sd} = 6165.31 \text{ daN.m} \leq M_{pl,Rd} = 19265.62 \text{ daN.m} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

I. Vérification de la résistance au cisaillement

On va vérifier : $V_{sd} < V_{pl,Rd}$

V_{sd} : l'effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{1370.07 \times 6}{2} = 4110.21 \longrightarrow \mathbf{V_{sd} = 4110.21 \text{ daN}}$$

$V_{pl,Rd}$: la résistance plastique

$$V_{pl,Rd} = A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3}} \times \frac{1}{\gamma_a}$$

Avec :

A_v : Aire de cisaillement de la poutre métallique ($A_v = 19.14 \text{ cm}^2$)

$f_y = 275 \text{ MPa} = 27.5 \text{ daN/cm}^2$

$\gamma_a = 1.1$

$$V_{pl,Rd} = 19.14 \times 10^2 \times \frac{27.5}{\sqrt{3}} \times \frac{1}{1.1} = 27626.21 \text{ daN} \longrightarrow \mathbf{V_{pl,Rd} = 27626.21 \text{ daN}}$$

$V_{sd} = 4110.21 \text{ daN} < V_{pl,Rd} = 27626.21 \text{ daN} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

J. Vérification de la résistance des connecteurs

On choisit des connecteurs de diamètre $\emptyset 18$ et sous forme des goujons à tête soudés.

- Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivants :

$$\begin{aligned} d &= 18 \text{ mm} & h &= 75 \text{ mm} \\ f_y &= 275 \text{ MPa} & f_u &= 400 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$h/d > 4 \rightarrow h > 4 \times d \rightarrow h > 72 \text{ mm} ; \text{ on prend } \mathbf{h = 75 \text{ mm}}$$

➤ **Calcul de la résistance au cisaillement du connecteur**

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \frac{f_u}{\gamma_v} \left(\frac{\pi \times d^2}{4} \right) \\ 0.29 \frac{\alpha \times d^2}{\gamma_v} \times \sqrt{f_{ck} \times E_{CM}} \end{array} \right.$$

Avec :

P_{Rd} : Résistance au cisaillement.

d : diamètre du connecteur. ($d = 18 \text{ mm}$)

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton. ($f_{ck} = 25 \text{ MPa}$)

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 33 \text{ MPa}$$

E_{CM} : Module sécant moyen du béton.

$$E_{CM} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 22000(33/10)^{0.3} \rightarrow E_{CM} = 31476 \text{ MPa}$$

γ_v : Coefficient de sécurité partiel. ($\gamma_v = 1.25$)

f_u : Contrainte ultime nominale.

α : Facteur correctif

$$\alpha = 1 \quad \text{Si : } h/d = 75/18 = 4.17 > 4$$

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times \frac{400}{1.25} \left(\frac{3.14 \times 18^2}{4} \right) = 65111 \text{ N} \\ 0.29 \times \frac{1 \times 18^2}{1.25} \times \sqrt{25 \times 31476} = 66679 \text{ N} \end{array} \right.$$

$P_{Rd} = 65111 \text{ N} = 6511.1 \text{ daN} = 65.11 \text{ kN}$ (Résistance d'un goujon)

$$d = 18 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$$

$$h_p = 40 \text{ mm} < 85 \text{ mm}$$

$$b_0 = 46.5\text{mm} > h_p = 40\text{mm}$$

$$r = \frac{0.70}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) \leq 1$$

$$r = \frac{0.70}{\sqrt{1}} \times \frac{46.5}{40} \left(\frac{75}{40} - 1 \right) = 0.71 \leq 1$$

$$P'_{Rd} = r \times P_{Rd} = 0.71 \times 6511.1 = 4622.88 \text{ daN}$$

➤ **Calcul l'effort de cisaillement V_{sd}**

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{1370.07 \times 6}{2} = 4110.21 \longrightarrow \mathbf{V_{sd} = 4110.21 \text{ daN}}$$

➤ **Nombre de goujon N**

$$N \geq \frac{V_{sd}}{P'_{Rd}} = \frac{3707.22}{4622.88} = 0.80 \longrightarrow \mathbf{N = 1}$$

➤ **Vérification des soudures**

a : la gorge

$$a < \min (d ; t_f) = \min (18 ; 9.8) \longrightarrow \mathbf{a = 9.8 \text{ mm}}$$

L : longueur du cordon de soudure circulaire

$$L = \pi \times 18 = 56.52\text{mm}$$

Acier S275: $\beta_w = 0.8$; $\gamma_{Mw} = 1.25$; $f_u = 400\text{MPa}$

• **L'effort résistance de cisaillement**

$$F_{wrd} = a \times L \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3}} = 9.8 \times 56.52 \times \frac{400}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} = 127916.80\text{N} = 12791.68\text{daN}$$

• **L'effort sollicitant de cisaillement**

$$F_{sd} = \frac{V_{sd}}{N} = \frac{4110.21}{1} = 4110.21 \text{ daN}$$

$$F_{sd} = 4110.21 \text{ daN} < F_{wrd} = 12791.68 \text{ daN} \longrightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

III. Escaliers métalliques

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou gradin, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. Le terme a pour origine étymologique « scala », l'« échelle » en latin. Le métier correspondant est celui d'escalier. Par extension, ce type de construction a donné son nom à un escalier, voie

piétonne, à ciel ouvert ou couverte, constituée d'une ou plusieurs volées de marches. (MOULAY OMAR et RAHMOUNI, 2020)

Dans notre projet on a deux types des escaliers, un escalier à l'intérieur et l'autre à l'extérieur.

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur s'appelle l'emmarchement et la largeur des marches s'appelle le giron (g) ; et la hauteur des marches (h) s'appelle contre marche.

III.1. Pré-dimensionnement et calcul d'escalier

III.1.1. Escalier de RDC

Pour l'escalier de RDC on va utiliser des escaliers de type droit a une seule volée. La volée est constituée de deux limons en profilé UPN, et les marches sont constituées de cornières de support et de tôle striée.

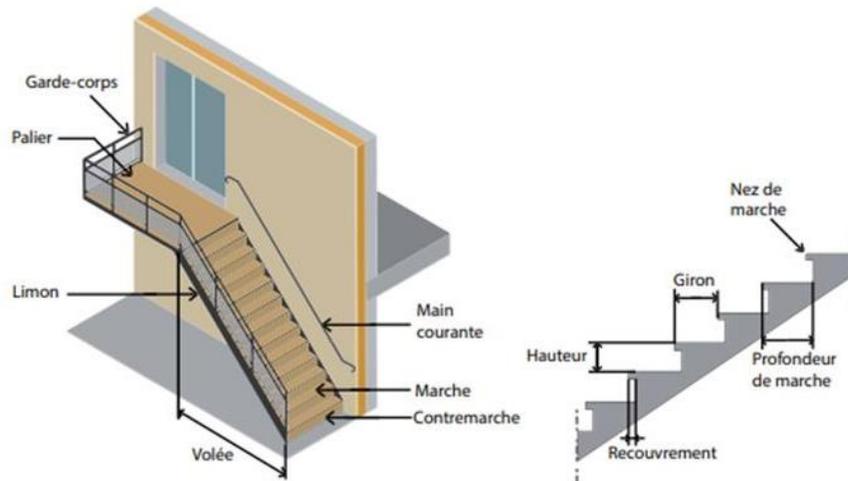


Fig.IV.7 : Escalier métallique droit.

III.1.1.1. Calcul du nombre des marches et vérification de la flèche

A. Evaluation des charges

- Charge permanente :

Volée	→	$G = 139 \text{ daN/m}^2$
Palier	→	$G = 329 \text{ daN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

B. Nombre de marches

D'après la formule de BLONDEL, on obtient :

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

D'où :

- ✓ g : giron
- ✓ h : hauteur de marche

On suppose **h = 16cm** et calcul g

$$27\text{cm} \leq g \leq 34\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{on adopte } \mathbf{g = 32\text{cm}}$$

On a la hauteur d'étage : = 3.55 m

n : le nombre des contres marches est obtenus par :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{355}{16} = 22.19$$

On prend **n = 22**, (on a un seul volée contient 22 contre marches et 21 marches)

C. Longueur de ligne de foulée et l'inclinaison du limon

$$L' = g(n - 1) = 32(22 - 1) \quad \longrightarrow \quad \mathbf{L' = 672\text{cm} = 6.72\text{m}}$$

$$\text{tang } \alpha = H'/L' \quad \text{avec : } H' = n \times h = 22 \times 16 = 352\text{cm} = 3.52\text{m}$$

$$\text{tang } \alpha = 3.52/6.72 = 0.52 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{\alpha = 27.64^\circ}$$

$$L = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{355}{\sin(31.94)} = 765.23\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{L = 7.65\text{m}}$$

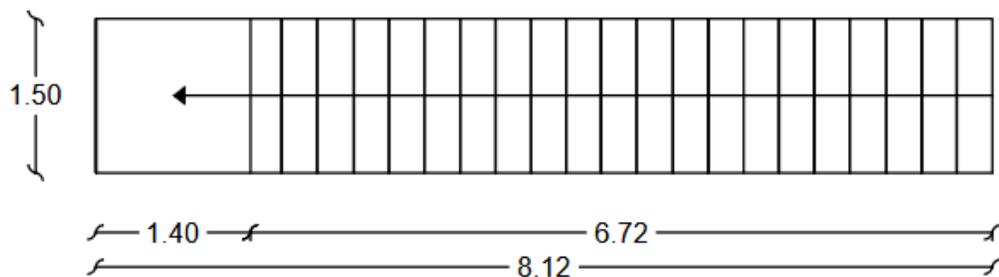


Fig.IV.8: Modèle d'escalier de RDC

D. Condition de flèche

$$G = 139 \text{ daN/m}^2 \quad (\text{pour volée})$$

$$Q = 250 \text{ daN/m}^2$$

$$q = (G + Q) \times g = (139 + 250) \times 0.32 = 124.48 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{q = 124.48 \text{ daN/ml}}$$

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times L^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 124.48 \times 10^{-2} \times 1500^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^4} \times 10^{-4} \longrightarrow I_y \geq 6.51 \text{ cm}^3$$

On choisit la cornière : **L45×45×5**

Tableau IV.4 : Caractéristiques du profilé L45×45×5

Profilé	Poids G (daN/m)	Caractéristiques					
		I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	$W_{el,y}$ (cm ³)	$W_{el,z}$ (cm ³)	i_y (cm)	i_z (cm)
L45×45×5	3.38	7.84	7.84	2.43	2.43	1.35	1.35

E. Vérification de la flèche

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

Avec : $q = q + PP = 124.48 + 3.38 = 127.86 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{5 \times 127.86 \times 10^{-2} \times 1500^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 7.84 \times 10^4} = 5.12 \text{ mm} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{1500}{250} = 6 \text{ mm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

F. Vérification de la résistance

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

$$q = 1.35 [(139 \times 0.32) + 3.38] + 1.5 (250 \times 0.32) \longrightarrow q = 184.61 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{184.61 \times 1.5^2}{8} = 51.92 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2.43 \times 27.5}{1.1} = 60.75 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y}} = \frac{51.92}{60.75} = 0.85 < 1 \longrightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

III.1.1.2. Calcul du limon

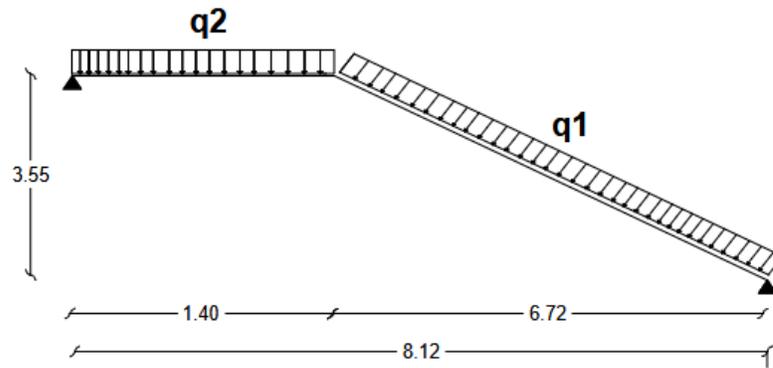


Fig.IV.9 : Les surcharges sur les escaliers de RDC.

A. L'état limite de service (ELS)

$$\text{❖ Volée : } q_1 = \frac{1.50}{2} (G_v + Q) = \frac{1.50}{2} (139 + 250) \longrightarrow q_1 = 291.75 \text{ daN/ml}$$

$$\text{❖ Palier : } q_2 = \frac{1.50}{2} (G_p + Q) = \frac{1.50}{2} (329 + 250) \longrightarrow q_2 = 434.25 \text{ daN/ml}$$

B. La surcharge équivalente

$$q_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^n q_i \times l_i}{\sum_{i=1}^n l_i} = \frac{(q_1 \times L_1) + (q_2 \times L_2)}{L_1 + L_2}$$

$$q_{eq} = \frac{(291.75 \times 6.72) + (434.25 \times 1.40)}{6.72 + 1.40} = 315.97 \longrightarrow q_{eq} = 315.97 \text{ daN/ml}$$

C. Condition de la flèche

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times L^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 315.97 \times 10^{-2} \times 9050^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^4} \times 10^{-4} \longrightarrow I_y \geq 3630.37 \text{ cm}^3$$

On prend: **UPN260**

Tableau IV.5 : Caractéristiques de profilé UPN260

Profilé	Poids G (daN/m)	Caractéristiques					
		I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	$W_{pl,z}$ (cm ³)	i_y (cm)	i_z (cm)
UPN260	37.9	4820	317	442	91.6	9.99	2.56

D. Vérification de la flèche

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

Avec : $q = q_{eq} + PP = 315.97 + 37.9 = 353.87 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{5 \times 353.87 \times 10^{-2} \times 9050^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 4820 \times 10^4} = 30.35 \text{ mm} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{9050}{250} = 36.20 \text{ mm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

E. Vérification de la résistance

$$M_{y,sd} = \frac{q_{eq} \times L^2}{8} = \frac{315.97 \times 9.05^2}{8} = 3234.84 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{442 \times 27.5}{1.1} = 11050 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y}} = \frac{3234.84}{11050} = 0.29 < 1 \quad \longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

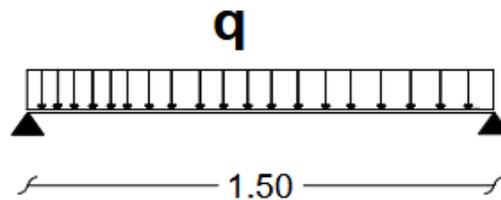
III.1.1.3. Calcul de la poutre palière

Fig.IV.10 : Schéma statique de la poutre palière de RDC.

A. La charge q à ELU et ELS

$$\diamond \text{ ELU: } q_u = 1.35 \left(G \times \frac{1.5}{2} \right) + 1.5 \left(Q \times \frac{1.5}{2} \right) = 1.35 \left(329 \times \frac{1.5}{2} \right) + 1.5 \left(250 \times \frac{1.5}{2} \right)$$

$$q_u = 614.36 \text{ daN/ml}$$

$$\diamond \text{ ELS: } q_s = \left(G \times \frac{1.5}{2} \right) + \left(Q \times \frac{1.5}{2} \right) = \left(329 \times \frac{1.5}{2} \right) + \left(250 \times \frac{1.5}{2} \right) \longrightarrow q_s = 434.25 \text{ daN/ml}$$

B. Condition de la flèche

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_s \times L^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 434.25 \times 10^{-2} \times 1500^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^4} \times 10^{-4} \longrightarrow I_y \geq 22.72 \text{ cm}^3$$

On prend : **IPE100**

Tableau IV.6 : Caractéristiques de profilé IPE100

Profilé	Poids G (daN/m)	Section A (cm ²)	Caractéristiques										
			h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	I _t (cm ⁴)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
IPE100	8.1	10.32	100	55	4.1	5.7	171.0	15.92	1.2	39.41	9.15	4.07	1.24

C. Vérification de la flèche

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

Avec : $q = q_s + PP = 434.25 + 8.1 = 442.35$ daN/ml

$$f = \frac{5 \times 442.35 \times 10^{-2} \times 1500^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 171 \times 10^4} = 0.81 \text{ mm} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{1500}{250} = 6 \text{ mm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

D. Vérification de la résistance

$$M_{y,sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{614.36 \times 1.5^2}{8} = 172.79 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{39.41 \times 27.5}{1.1} = 985.25 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y}} = \frac{172.79}{985.25} = 0.17 < 1 \quad \longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

III.1.2. Escalier d'étage

L'escalier d'étage est un escalier en charpente métallique qui est composé de deux volées liées à un palier de repos, la volée est constituée de deux limons en profilé UPN, et les marches sont constituées par des cornières de support et des tôles striées.

**Fig.IV.11 :** Escalier métallique à deux volées. (CHENINA, 2023)

III.1.2.1. Calcul du nombre des marches et vérification de la flèche**A. Evaluation des charges**

- Charge permanente : Volée $\longrightarrow G = 139 \text{ daN/m}^2$
 Palier $\longrightarrow G = 329 \text{ daN/m}^2$
 ➤ Surcharge d'exploitation : $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

B. Nombre des marches

D'après la formule de BLONDEL, on obtient :

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

D'où :

- ✓ g : giron
- ✓ h : hauteur de marche

On suppose $g = 30\text{cm}$ et calcul h

$$14.5\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm} \longrightarrow \text{on adopte } h = 17\text{cm}$$

On a la hauteur d'étage : $H = 3.65 \text{ m}$

n : le nombre de contres marches est obtenu par :

$$n = \frac{H/2}{h} = \frac{365/2}{17} = 10.73$$

On prend $n = 11$, pour l'escalier à deux volées et palier intermédiaire, (11 contre marche et 10 marches pour chaque volée).

C. Longueur de ligne de foulée et l'inclinaison du limon

$$L' = g(n - 1) = 30(11 - 1) \longrightarrow L' = 300\text{cm} = 3\text{m}$$

$$\text{tang } \alpha = H'/L' \quad \text{avec : } H' = n \times h = 11 \times 17 = 187\text{cm} = 1.87\text{m}$$

$$\text{tang } \alpha = 1.87/3 = 0.62 \longrightarrow \alpha = 31.94^\circ$$

$$L = \frac{H/2}{\sin \alpha} = \frac{365/2}{\sin(31.94)} = 344.97\text{cm} \longrightarrow L = 3.45\text{m}$$

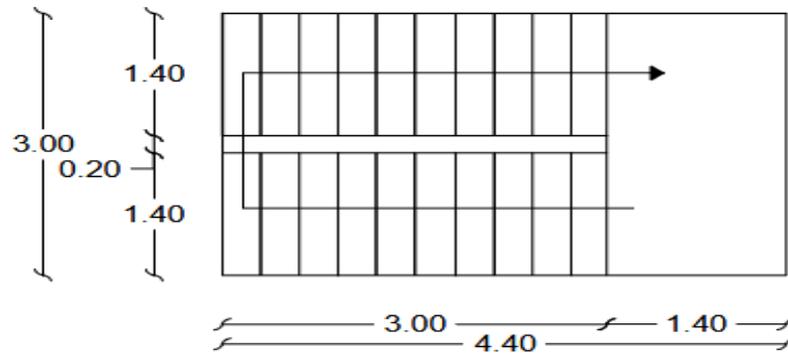


Fig.IV.12: Modèle d'escalier étage.

D. Condition de flèche

$$G = 139 \text{ daN/m}^2 \text{ (pour volée)}$$

$$Q = 250 \text{ daN/m}^2$$

$$q = (G + Q) \times g = (139 + 250) \times 0.30 = 116.7 \longrightarrow \mathbf{q = 116.7 \text{ daN/ml}}$$

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times L^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 116.7 \times 10^{-2} \times 1400^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^4} \times 10^{-4} \longrightarrow \mathbf{I_y \geq 4.96 \text{ cm}^3}$$

On choisit la cornière : **L40×40×5**

Tableau IV.7 : Caractéristiques de profilé L40×40×5

Profilé	Poids G (daN/m)	Caractéristiques					
		I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	$W_{el,y}$ (cm ³)	$W_{el,z}$ (cm ³)	i_y (cm)	i_z (cm)
L40×40×5	2.97	5.43	5.43	1.91	1.91	1.20	1.20

E. Vérification de la flèche

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

Avec : $q = q + G = 116.7 + 2.97 = 119.67 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{5 \times 119.67 \times 10^{-2} \times 1400^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 5.43 \times 10^4} = 5.25 \text{ mm} \leq \frac{L}{250} = \frac{1400}{250} = 5.6 \text{ mm} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

F. Vérification de la résistance

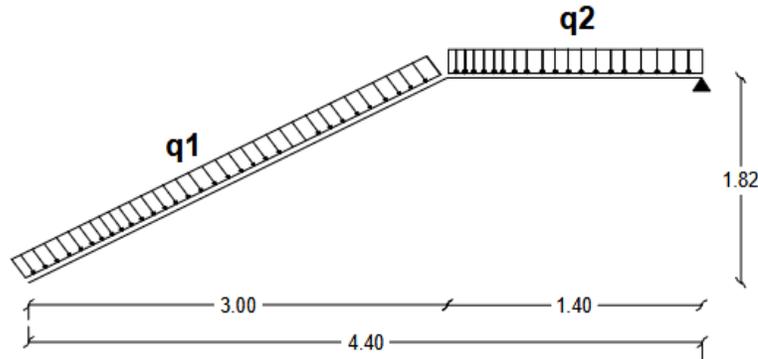
$$q = 1.35G + 1.5Q$$

$$q = 1.35 [(139 \times 0.3) + 2.97] + 1.5 (250 \times 0.3) \longrightarrow q = 172.80 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{172.80 \times 1.4^2}{8} = 42.34 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1.91 \times 27.5}{1.1} = 47.75 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y}} = \frac{42.34}{47.75} = 0.89 < 1 \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

III.1.2.2. Calcul du limon**Fig.IV.13:** Les surcharges sur les escaliers d'étage.**A. L'état limite de service (ELS)**

$$\text{❖ Volée : } q_1 = \frac{1.40}{2} (G_v + Q) = \frac{1.40}{2} (139 + 250) \longrightarrow q_1 = 272.3 \text{ daN/ml}$$

$$\text{❖ Palier : } q_2 = \frac{1.40}{2} (G_p + Q) = \frac{1.40}{2} (329 + 250) \longrightarrow q_2 = 405.3 \text{ daN/ml}$$

B. La surcharge équivalente

$$q_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^n q_i \times l_i}{\sum_{i=1}^n l_i} = \frac{(q_1 \times L_1) + (q_2 \times L_2)}{L_1 + L_2}$$

$$q_{eq} = \frac{(272.3 \times 3) + (405.3 \times 1.40)}{3 + 1.40} = 314.62 \longrightarrow q_{eq} = 314.62 \text{ daN/ml}$$

C. Condition de la flèche

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times L^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 314.62 \times 10^{-2} \times 4840^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^4} \times 10^{-4} \longrightarrow I_y \geq 552.94 \text{ cm}^3$$

On prend: **UPN140**

Tableau IV.8 : Caractéristiques de profilé UPN140

Profilé	Poids G (daN/m)	Caractéristiques					
		I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	$W_{pl,z}$ (cm ³)	i_y (cm)	i_z (cm)
UPN140	16.0	605	62.7	103	28.3	5.45	1.75

D. Vérification de la flèche

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

Avec : $q = q_{eq} + PP = 314.62 + 16 = 330.62$ daN/ml

$$f = \frac{5 \times 330.62 \times 10^{-2} \times 4840^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 605 \times 10^4} = 18.59 \text{ mm} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{4840}{250} = 19.36 \text{ mm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

E. Vérification de la résistance

$$M_{y,sd} = \frac{q_{eq} \times L^2}{8} = \frac{314.62 \times 4.84^2}{8} = 921.27 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{103 \times 27.5}{1.1} = 2575 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y}} = \frac{921.27}{2575} = 0.36 < 1 \quad \longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

III.1.2.3. Calcul de la poutre palière

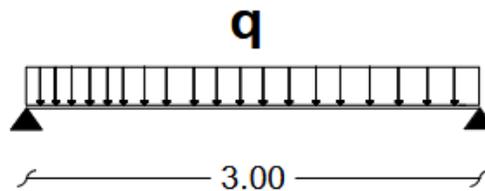


Fig.IV.14 : Schéma statique de la poutre palière d'étage.

A. La charge q à ELU et ELS

$$\diamond \text{ ELU: } q_u = 1.35 \left(G \times \frac{3}{2} \right) + 1.5 \left(Q \times \frac{3}{2} \right) = 1.35 \left(329 \times \frac{3}{2} \right) + 1.5 \left(250 \times \frac{3}{2} \right)$$

$$q_u = 1228.72 \text{ daN/ml}$$

$$\diamond \text{ ELS: } q_s = \left(G \times \frac{3}{2} \right) + \left(Q \times \frac{3}{2} \right) = \left(329 \times \frac{3}{2} \right) + \left(250 \times \frac{3}{2} \right) \quad \longrightarrow \quad q_s = 868.5 \text{ daN/ml}$$

B. Condition de la flèche

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_s \times L^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 868.5 \times 10^{-2} \times 3000^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^4} \times 10^{-4} \longrightarrow I_y \geq 363.49 \text{ cm}^3$$

On prend : **IPE140**

Tableau IV.9 : Caractéristiques du profilé IPE140

Profilé	Poids	Section	Caractéristiques										
			h	b	tw	tf	I _y	I _z	I _t	W _{pl,y}	W _{pl,z}	i _y	i _z
	G (daN/m)	A (cm ²)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ⁴)	(cm ⁴)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm ³)	(cm)	(cm)
IPE140	12.9	16.43	140	73	4.7	6.9	541.2	44.92	2.45	88.34	19.25	5.74	1.65

C. Vérification de la flèche

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

Avec : $q = q_s + PP = 868.5 + 12.9 = 881.4 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{5 \times 881.4 \times 10^{-2} \times 3000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 549 \times 10^4} = 8.06 \text{ mm} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{3000}{250} = 12 \text{ mm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

D. Vérification de la résistance

$$M_{y,sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{1228.72 \times 3^2}{8} = 1382.31 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.34 \times 27.5}{1.1} = 2208.5 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y}} = \frac{1382.31}{2208.5} = 0.63 < 1 \longrightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

III.2. Conclusion

Pour le plancher de terrasse et d'étage courant on a adopté la même section, c'est la solive de profilé **IPE240**

Les sections adoptées pour les différents éléments de l'escalier sont :

Tableau IV.10 : Les différents profilés adaptés pour les éléments de l'escalier

	Marche	Limon	Poutre palière
RDC	L45×45×5	UPN260	IPE100
Etage	L40×40×5	UPN140	IPE140

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX



I. Introduction

Les calculs ont été effectués à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis 2019, intégrant des modules spécialisés pour le dimensionnement automatique des éléments structuraux et la vérification de leur conformité aux normes en vigueur. Le logiciel permet notamment l'évaluation des critères de stabilité (flambement, déversement), ainsi que le contrôle des limitations de service (flèches, déplacements), en tenant compte des caractéristiques géométriques du profilé sélectionné et de son mode de sollicitation (traction, compression, flexion, etc.).

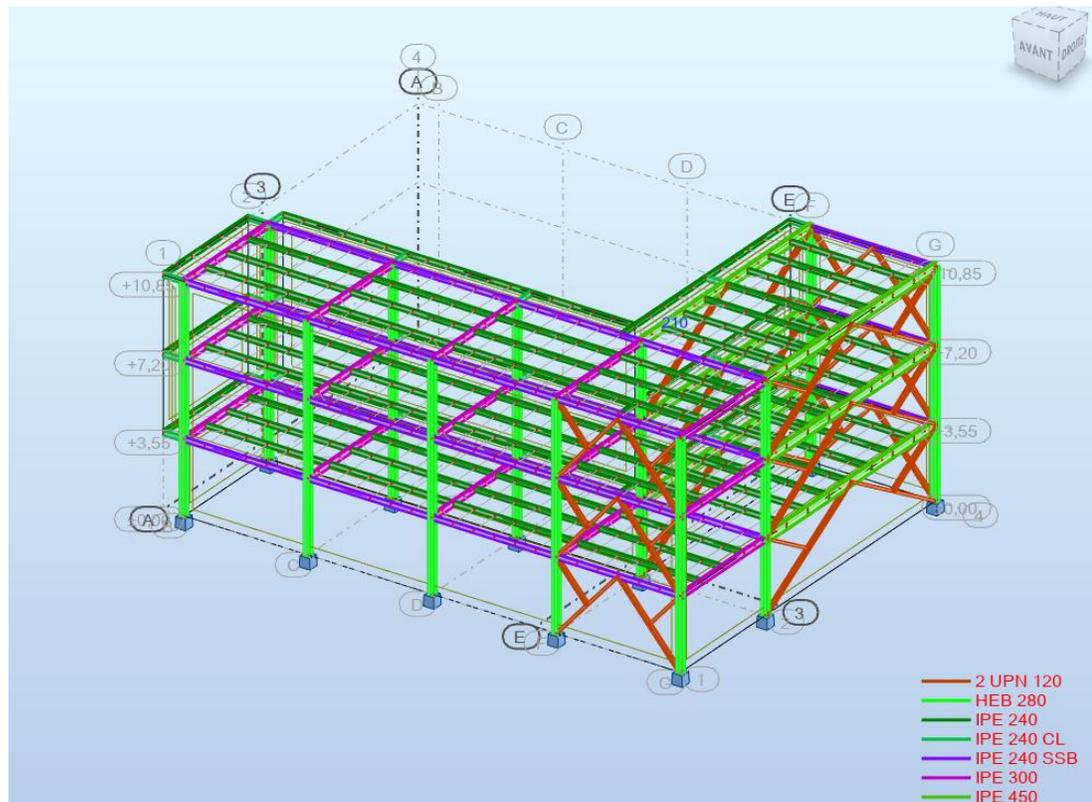


Fig.V.1 : La vue en 3D de la structure.

II. Modélisation de la structure

Avant de commencer la modélisation de la structure, nous définissons les paramètres généraux du projet avec des préférences pour le projet particulier, en définissant les normes de calcul ainsi que le système d'unités à utiliser. Après avoir effectué ces configurations initiales, nous avons procédé à la modélisation 3D de la structure. Cette étape est cruciale pour le dimensionnement avec Robot Structural Analysis 2019, où il est nécessaire de créer un modèle précis de la structure, en

s'assurant que chaque composant de construction est assemblé à partir de profils standard régulièrement utilisés dans l'industrie de la construction de bâtiments métalliques. Ensuite, on passe au chargement, en affectant à la structure les différentes charges à laquelle elle est soumise (calculées auparavant).

II.1. Normes de conception

- Structure en acier : EUROCODE 3
- Etude neige et vent : DTR C 2-4.7 (RNV 2013)
- Etude sismique : RPA99/2003

II.2. Chargement

- Charges permanentes : c'est un cas de charge incluant les poids propres des éléments, ainsi que les poids des éléments qu'ils supportent et les équipements fixes si elles existent.
- Surcharges d'exploitation : ce cas comporte les charges dues à une surcharge d'usage, de montage/entretien.
- Surcharges climatiques (neige et vent)
- Surcharge sismique.

Ayant terminé le chargement de la structure, on passe à la définition des combinaisons (ELU, ELS, ACC) avec lesquelles le logiciel effectue le dimensionnement et les vérifications, ensuite on affecte à chaque type d'élément les paramètres de flambement et de déversement pour le calcul à l'ELU, ainsi que les déplacements et flèches limites pour le calcul à l'ELS, selon le type de chaque élément, et on lance l'analyse de la structure.

Après avoir effectué toutes ces étapes, on pourra passer à l'étape de pré-dimensionnement des éléments de la structure, en procédant comme suit : Pour pouvoir effectuer un pré-dimensionnement automatique avec ROBOT, on doit créer pour chaque type d'élément ce qu'on appelle une famille, en sélectionnant la liste des éléments de même type (poteaux, poutres, solives, sabliers, et contreventements), et la liste des profilés avec lesquels on veut que le logiciel dimensionne notre élément. On lance le calcul, et on choisit parmi les résultats proposés par le logiciel, le profilé le mieux adapté à notre cas. (MARINE, 2020).

Toutes les combinaisons et les chargements utilisés dans la modélisation de la structure sont présentés dans le **tableau V.7** et **tableau V.8** dans l'annexe 2.

II.3. Données des différents éléments de la structure

Tableau V.1 : Sections des différents éléments de la structure

Nom de l'élément	Nom de la section	Liste des barres	AX [cm ²]	AY [cm ²]	AZ [cm ²]	IX [cm ⁴]	IY [cm ⁴]	IZ [cm ⁴]
Poutre 1	IPE 450	13 14 118 119 166 167	98.82	58.34	50.85	67.18	33742.90	1675.86
Poutre 2	IPE 300	15A19 120A124 168A172	53.81	33.67	25.68	20.21	8356.11	603.78
Solive	IPE 240	29A35 37A48 112A117 134A152 160A165 182A200 208A213	39.12	24.83	19.14	12.95	3891.63	283.63
Sablier	IPE 240 SSB	20A28 125A133 173A181	39.12	24.83	19.14	12.95	3891.63	283.63
Consol	IPE 240 CL	105A111 153A159 201A207	39.12	24.83	19.14	12.95	3891.63	283.63
Contreventement	2 UPN 120	36 49A83 231A242	34.00	22.04	17.60	8.30	736.00	1571.93
Poteau	HEB 280	1A12	131.36	104.42	41.09	144.25	19270.30	6594.52

II.4. Résultats de calcul

Tableau V.2 : Efforts extrêmes globaux

	FX [daN]	FY [daN]	FZ [daN]	MX [daNm]	MY [daNm]	MZ [daNm]
MAX	113441.35	1599.41	13470.14	40.23	10857.71	2241.76
Barre	4	163	169	119	7	237
Nœud	7	190	8	150	14	7
Cas	ELU/1	15 (C)	ELU/4	17 (C)	ELU/1	46 (C)
Mode						
MIN	-21428.65	-1599.41	-12754.63	-40.24	-16378.21	-4738.19
Barre	59	160	170	119	169	240
Nœud	468	189	16	149	8	166
Cas	43 (C) (CQC)	13 (C)	ELU/1	19 (C)	ELU/4	19 (C)
Mode						

III. Dimensionnement des éléments principaux de la structure

Le dimensionnement des éléments principaux qui constituent la structure est effectué par le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019.

III.1. Dimensionnement du Poteau

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 1 Poteau

PIECE: 4 Poteau1_4

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 17 1.35G+1.5Q+0.9V 1*1.35+2*1.50+5*0.90

MATERIAU:

S275 (S275) $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 280

h=28.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=28.0 cm	Ay=110.78 cm ²	Az=41.09 cm ²	Ax=131.36 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=19270.30 cm ⁴	Iz=6594.52 cm ⁴	Ix=144.25 cm ⁴
tf=1.8 cm	Wply=1534.43 cm ³	Wplz=717.57 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 112039.37 daN	My,Ed = 1087.69 daN*m	Mz,Ed = 150.47 daN*m
	Vy,Ed = 71.81 daN	
Nc,Rd = 361240.00 daN	My,Ed,max = 1366.43 daN*m	Mz,Ed,max = -890.24 daN*m
	Vy,T,Rd = 175872.58 daN	
Nb,Rd = 208412.74 daN	My,c,Rd = 42196.83 daN*m	Mz,c,Rd = 19733.18 daN*m
	Vz,Ed = -519.25 daN	
	MN,y,Rd = 32941.16 daN*m	MN,z,Rd = 19531.85 daN*m
	Vz,T,Rd = 65236.05 daN	
		Tt,Ed = -0.26 daN*m
		Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

Ly = 10.85 m Lam_y = 1.03
 Lcr,y = 10.85 m Xy = 0.58
 Lamy = 89.58 kyy = 0.85



en z:

Lz = 3.61 m Lam_z = 0.59
 Lcr,z = 3.61 m Xz = 0.79
 Lamz = 50.99 kyz = 0.59

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.31 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.55} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau},ty,Ed/(fy/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau},tz,Ed/(fy/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\text{Lambda},y = 89.58 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00 \quad \text{Lambda},z = 50.99 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N,Ed/(Xy * N,Rk/gM1) + kyy * My,Ed,\text{max}/(XLT * My,Rk/gM1) + kyz * Mz,Ed,\text{max}/(Mz,Rk/gM1) = 0.59 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xz * N,Rk/gM1) + kzy * My,Ed,\text{max}/(XLT * My,Rk/gM1) + kzz * Mz,Ed,\text{max}/(Mz,Rk/gM1) = 0.46 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!**III.2. Dimensionnement du Poutre de travée 12m****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.***TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles**FAMILLE:** 2 poutre-p1**PIECE:** 13 Poutre_13**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.63 L = 7.50 m**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 19 1.35G+1.5Q+0.9V 1*1.35+2*1.50+7*0.90

MATERIAU:

S275 (S275) fy = 275.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450**

h=45.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=19.0 cm	Ay=63.21 cm ²	Az=50.84 cm ²	Ax=98.82 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=33742.90 cm ⁴	Iz=1675.86 cm ⁴	Ix=67.18 cm ⁴
tf=1.5 cm	Wply=1701.79 cm ³	Wplz=276.38 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 0.00 daN	My,Ed = 2474.41 daN*m	Mz,Ed = -27.01 daN*m
	Vy,Ed = -108.98 daN	
Nc,Rd = 271755.00 daN	My,Ed,max = 5174.68 daN*m	Mz,Ed,max = -27.01 daN*m
	Vy,T,Rd = 99982.11 daN	
Nb,Rd = 271755.00 daN	My,c,Rd = 46799.23 daN*m	Mz,c,Rd = 7600.45 daN*m
	Vz,Ed = 1878.79 daN	
	MN,y,Rd = 46799.23 daN*m	MN,z,Rd = 7600.45 daN*m
	Vz,T,Rd = 80528.80 daN	
	Mb,Rd = 6523.57 daN*m	Tt,Ed = 6.93 daN*m
		Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00	Mcr = 6523.57 daN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.14
Lcr,upp=12.00 m	Lam_LT = 2.68	fi,LT = 4.09	XLT,mod = 0.14

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

kyy = 1.00



en z:

kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))

(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(6))

Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)

Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.6-7)

Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.01 < 1.00 (6.2.6)

Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.01 < 1.00 (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.79 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.80 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.80 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

Profil correct !!!

III.3. Dimensionnement du Poutre de travée 6m

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 3 poutre-p2

PIECE: 16 Poutre3_16

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 19 1.35G+1.5Q+0.9V 1*1.35+2*1.50+7*0.90

MATERIAU:

S 275 (S275) $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 300

h=30.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=15.0 cm	Ay=36.16 cm ²	Az=25.68 cm ²	Ax=53.81 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=8356.11 cm ⁴	Iz=603.78 cm ⁴	Ix=20.21 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wply=628.36 cm ³	Wplz=125.22 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 0.27 daN	M _{y,Ed} = -14846.69 daN*m	M _{z,Ed} = -0.03 daN*m
	V _{y,Ed} = -0.03 daN	
N _{c,Rd} = 147977.50 daN	M _{y,Ed,max} = -14846.69 daN*m	M _{z,Ed,max} = -0.03 daN*m
	V _{y,T,Rd} = 57402.19 daN	
N _{b,Rd} = 147977.50 daN	M _{y,c,Rd} = 17279.90 daN*m	M _{z,c,Rd} = 3443.55 daN*m
	V _{z,Ed} = 12039.32 daN	
	M _{N,y,Rd} = 17279.90 daN*m	M _{N,z,Rd} = 3443.55 daN*m
	V _{z,T,Rd} = 40767.96 daN	
	M _{b,Rd} = 17246.93 daN*m	T _{t,Ed} = -0.11 daN*m
		Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.00$ $M_{cr} = 170668.26 \text{ daN}\cdot\text{m}$ Courbe,LT - $XLT = 0.97$
 $L_{cr,low} = 1.50 \text{ m}$ $\lambda_{m,LT} = 0.32$ $f_{i,LT} = 0.56$ $XLT,mod = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$N,Ed/N_c,R_d = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$

$(M_y,Ed/MN_{y,Rd})^{2.00} + (M_z,Ed/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.74 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$

$V_y,Ed/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$

$V_z,Ed/V_{z,T,Rd} = 0.30 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$

$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}\cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$

$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}\cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_y,Ed,max/M_{b,Rd} = 0.86 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$

$$N,Ed/(X_y \cdot N,Rk/gM_1) + k_{yy} \cdot M_y,Ed,max/(XLT \cdot M_y,Rk/gM_1) + k_{yz} \cdot M_z,Ed,max/(M_z,Rk/gM_1) = 0.86 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

$$N,Ed/(X_z \cdot N,Rk/gM_1) + k_{zy} \cdot M_y,Ed,max/(XLT \cdot M_y,Rk/gM_1) + k_{zz} \cdot M_z,Ed,max/(M_z,Rk/gM_1) = 0.86 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

Profil correct !!!**III.4. Dimensionnement de la solive****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.***TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles**FAMILLE:** 4 solive**PIECE:** 32 slv_32**POINT:** 4**COORDONNEE:** x = 0.50 L = 3.00 m**CHARGEMENTS:***Cas de charge décisif:* 17 1.35G+1.5Q+0.9V 1*1.35+2*1.50+5*0.90**MATERIAU:**

S275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 240

$h=24.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=12.0$ cm	$A_y=27.32$ cm ²	$A_z=19.15$ cm ²	$A_x=39.12$ cm ²
$t_w=0.6$ cm	$I_y=3891.63$ cm ⁴	$I_z=283.63$ cm ⁴	$I_x=12.95$ cm ⁴
$t_f=1.0$ cm	$W_{ply}=366.65$ cm ³	$W_{plz}=73.92$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N,Ed = -0.14$ daN	$M_{y,Ed} = 5211.08$ daN*m
$N_{t,Rd} = 107580.00$ daN	$M_{y,pl,Rd} = 10082.88$ daN*m
	$M_{y,c,Rd} = 10082.88$ daN*m
	$MN_{y,Rd} = 10082.88$ daN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.52 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

Profil correct !!!

III.5. Dimensionnement du sablier

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 5 sabliere

PIECE: 130 sabliere_130

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 6.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 44 G+1.5V+0.9Q 1*1.00+4*1.50+2*0.90

MATERIAU:S275 (S275) $f_y = 275.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 240 SSB**

$h=24.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=12.0$ cm	$A_y=27.32$ cm ²	$A_z=19.15$ cm ²	$A_x=39.12$ cm ²
$tw=0.6$ cm	$I_y=3891.63$ cm ⁴	$I_z=283.63$ cm ⁴	$I_x=12.95$ cm ⁴
$tf=1.0$ cm	$W_{ply}=366.65$ cm ³	$W_{plz}=73.92$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N,Ed = 0.00$ daN	$M_y,Ed = -2037.80$ daN*m	$M_z,Ed = -1346.63$ daN*m
	$V_y,Ed = 1112.92$ daN	
$N_c,Rd = 107580.00$ daN	$M_y,Ed,max = -2037.80$ daN*m	$M_z,Ed,max = -1346.63$ daN*m
	$V_y,T,Rd = 43368.34$ daN	
$N_b,Rd = 107580.00$ daN	$M_{y,c},Rd = 10082.88$ daN*m	$M_{z,c},Rd = 2032.80$ daN*m
	$V_z,Ed = -1730.21$ daN	
	$M_{N,y},Rd = 10082.88$ daN*m	$M_{N,z},Rd = 2032.80$ daN*m
	$V_z,T,Rd = 30400.74$ daN	
	$M_b,Rd = 6110.67$ daN*m	$T_t,Ed = -0.00$ daN*m
		Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 8671.86$ daN*m	Courbe,LT -	$XLT = 0.58$
$L_{cr,low}=6.00$ m	$Lam_{LT} = 1.08$	$f_i,LT = 1.20$	$XLT,mod = 0.61$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$N,Ed/N_c,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$(M_y,Ed/M_{N,y},Rd)^{2.00} + (M_z,Ed/M_{N,z},Rd)^{1.00} = 0.70 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_y,Ed/V_{y,T},Rd = 0.03 < 1.00$ (6.2.6-7)

$V_z,Ed/V_{z,T},Rd = 0.06 < 1.00$ (6.2.6-7)

$\tau_{t,y},Ed/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

$$\tau_{t,z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.33 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 1.00 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 1.00 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

III.6. Dimensionnement du contreventement

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 6 cv

PIECE: 238 cv_238

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 6.97 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 19 1.35G+1.5Q+0.9V 1*1.35+2*1.50+7*0.90

MATERIAU:

S275 (S275) $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 UPN 120

h=12.0 cm	$g_{M0}=1.00$	$g_{M1}=1.00$	
b=21.0 cm	$A_y=19.80$ cm ²	$A_z=16.80$ cm ²	$A_x=34.00$ cm ²
tw=0.7 cm	$I_y=736.00$ cm ⁴	$I_z=1571.93$ cm ⁴	$I_x=8.30$ cm ⁴
tf=0.9 cm	$W_{ply}=145.20$ cm ³	$W_{plz}=224.74$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 31573.48$ daN	$M_{y,Ed} = -121.87$ daN*m	$M_{z,Ed} = 366.81$ daN*m
	$V_{y,Ed} = 80.75$ daN	
$N_{c,Rd} = 93500.00$ daN	$M_{y,Ed,max} = -385.02$ daN*m	$M_{z,Ed,max} = -3805.23$
daN*m	$V_{y,T,Rd} = 31436.72$ daN	
$N_{b,Rd} = 58224.88$ daN	$M_{y,c,Rd} = 3993.00$ daN*m	$M_{z,c,Rd} = 6180.35$ daN*m
	$V_{z,Ed} = -193.13$ daN	
	$M_{N,y,Rd} = 3537.68$ daN*m	$M_{N,z,Rd} = 5475.60$ daN*m

$$V_{z,T,Rd} = 26673.58 \text{ daN}$$

$$T_{t,Ed} = -0.29 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$L_y = 3.49 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_y = 0.86$$

$$L_{cr,y} = 3.49 \text{ m}$$

$$X_y = 0.62$$

$$\text{Lam}_y = 74.92$$

$$k_{zy} = 0.59$$



en z:

$$L_z = 3.49 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_z = 0.59$$

$$L_{cr,z} = 3.49 \text{ m}$$

$$X_z = 0.79$$

$$\text{Lam}_z = 51.27$$

$$k_{zz} = 0.71$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.34 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\text{Lambda}_y = 74.92 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{Lambda}_z = 51.27 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.89 < 1.00$$

$$(6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.92 < 1.00$$

$$(6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

IV. Classification des éléments en familles

Après le dimensionnement des différents éléments la structure, on doit les classer par familles.

Tableau V.3 : Les différentes familles envisagées

Famille	Élément
1	Poteau
2	Poutre-P1
3	Poutre-P2
4	Solive
5	Sablier
6	Contreventement

IV.1. Vérification des familles sous Robot

Tableau V.4 : Résultats de la vérification des familles donné par Robot.

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 Poteau						
4 Poteau1 4	<input checked="" type="checkbox"/> HEB 280	S 275	89.58	50.99	0.59	17 1.35G+1.5Q+0.9
Famille : 2 poutre-p1						
13 Poutre 13	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 450	S 275	64.94	291.40	0.80	19 1.35G+1.5Q+0.9
Famille : 3 poutre-p2						
16 Poutre3 16	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 300	S 275	48.15	179.12	0.86	19 1.35G+1.5Q+0.9
Famille : 4 solive						
32 slv 32	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 240	S 275	60.16	222.83	0.52	17 1.35G+1.5Q+0.9
Famille : 5 sabliere						
130 sabliere 130	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 240 SSB	S 275	60.16	222.83	1.00	44 G+1.5V+0.9Q
Famille : 6 contreventement						
238 cv 238	<input checked="" type="checkbox"/> 2 UPN 120	S 275	74.92	51.27	0.92	19 1.35G+1.5Q+0.9

IV.2. Dimensionnement proposé par ROBOT

Tableau V.5 : Dimensionnement proposé par logiciel des différents éléments.

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 Poteau						
4 Poteau1_4	 HEB 220	S 275	115.09	64.65	1.13	17 1.35G+1.5Q+0.9V
	 HEB 240		105.27	59.39	0.88	
	 HEB 260		96.67	54.87	0.72	
Famille : 2 poutre-p1						
13 Poutre_13	 IPE 360	S 275	80.24	316.81	1.27	19 1.35G+1.5Q+0.9V
	 IPE 400		72.52	303.79	0.99	
	 IPE 450		64.94	291.40	0.80	
Famille : 3 poutre-p2						
16 Poutre3_16	 IPE 270	S 275	53.45	198.49	1.24	19 1.35G+1.5Q+0.9V
	 IPE 300		48.15	179.12	0.86	
	 IPE 330		43.77	169.11	0.67	
Famille : 4 solive						
32 slv_32	 IPE 180	S 275	80.91	292.39	1.14	17 1.35G+1.5Q+0.9V
	 IPE 200		72.64	268.36	0.86	
	 IPE 220		65.83	242.14	0.66	
Famille : 5 sabliere						
130 sabliere 130	 IPE 240 SSB	S 275	60.16	222.83	1.00	44 G+1.5V+0.9Q
Famille : 6 contreventement						
238 cv 238	 2 UPN 120	S 275	74.92	51.27	0.92	19 1.35G+1.5Q+0.9

V. Conclusion

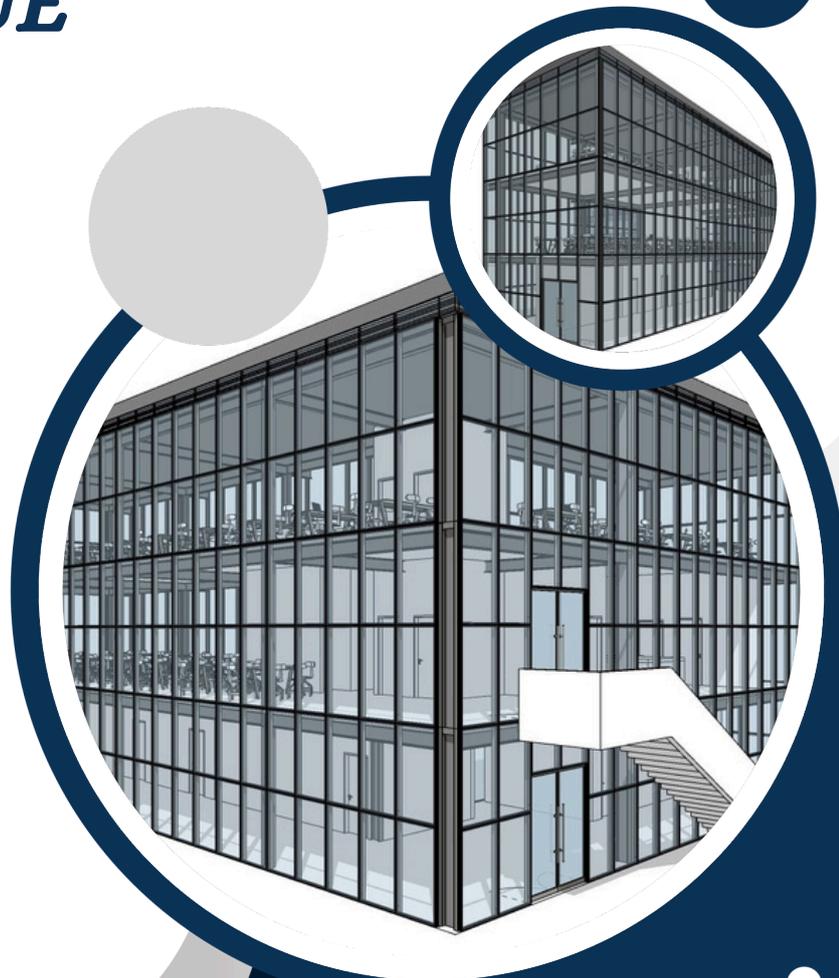
Les profilés les plus économiques pour la réalisation de notre structure sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.6 : Tableau récapitulatif des profilés plus économiques

Famille	Élément	Section
1	Poteau	HEB 240
2	Poutre-P1	IPE 400
3	Poutre-P2	IPE 300
4	Solive	IPE 200
5	Sablier	IPE 240
6	Contreventement	2 UPN 120

CHAPITRE VI

ETUDE SISMIQUE



I. Introduction

Le séisme est la libération soudaine de l'énergie potentielle stockée d'une manière ou d'une autre dans des roches; elle se produit à partir de mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce. Lorsqu'une quantité d'énergie d'activation critique est atteinte, le système cesse de chercher l'équilibre à cause d'une rupture d'équilibre et des ondes sismiques se propagent en cercle de façon concentrique et sont dirigées contre la surface. Ces mouvements du sol mettent l'équilibre des bâtiments en mouvement en fonction du mouvement de leurs bases. Ces mouvements de sol affectent les constructions en agissant sur leurs fondations, et l'impact ressenti dans la structure peut être amplifié en fonction de sa fréquence naturelle et du type de sol. En raison de l'importance du risque sismique, l'étude du comportement des constructions par rapport aux tremblements de terre est l'un des travaux principaux dans la conception de toute structure.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003).

II. Méthode de calcul

D'après le RPA2003, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

On va utiliser la méthode statique équivalente manuellement puis on va comparer les résultats trouvés avec ceux de la méthode modale spectrale appliquée au moyen du logiciel robot.

III. Méthode d'analyse modale spectrale

III.1. Principe de la méthode

Dans 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.

III.2. Méthodologie et règlements d'étude

La méthodologie adoptée s'articule sur les points suivants :

- Etablissement d'un modèle numérique de calcul tridimensionnel en élément finis de la structure par le logiciel robot.

- Définition des différentes charges statiques G et Q.
- Calculs et vérifications selon le RPA2003.

III.3. Spectre de réponse de calcul

D'après le RPA2003, l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

D'où :

- S_a : L'accélération maximale
- g : L'accélération de la pesanteur.
- A : Coefficient d'accélération de zone donné par le tableau 4.1 (RPA99/2003) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.
- η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)
- R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement, donné dans le tableau 4.3 (RPA99/2003).
- T_1, T_2 : Les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, donné dans le tableau 4.7 (RPA99/2003).
- Q : Facteur de qualité, donné dans le tableau 4.4 (RPA99/2003).

III.4. Détermination des paramètres de spectre de réponse

III.4.1. Coefficient d'accélération de zone (A)

Donné par le tableau 4.1 (RPA99/2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas la structure est située dans la zone I (faible sismicité) et le groupe d'usage 1A, on

trouve : $A = 0.15$

III.4.2. Facteur de correction d'amortissement (η)

Donné par la formule suivante : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

Avec :

- ξ : C'est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Donnée par le tableau 4.2 dans RPA99/2003 (Annexe 3).

Pour notre cas, structure en aciers d'un remplissage léger, la valeur de ξ prise égale à 4%.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+4}} = 1.08 \geq 0.7 \longrightarrow \eta = 1.08 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

III.4.3. Coefficient de comportement de la structure (R)

R c'est un coefficient de comportement global de la structure et donné d'après le tableau 4.3 (RPA99/2003).

- Pour le sens longitudinal (sens x), la structure est de système ossature contreventée par palées triangulées en V, (**R = 3**).
- Pour le sens transversal (sens y), la structure est de système mixte portiques/palées triangulées en V, (**R = 4**).

III.4.4. Périodes caractéristiques (T_1 et T_2)

Les valeurs des périodes caractéristiques associées à la catégorie du site sont données par le tableau 4.7 (RPA99/2003).

Notre ouvrage est classé dans la catégorie S1 (Site rocheux), cette l'information a était donner par le bureau d'étude de l'entreprise BATIMETAL

$$\text{Pour S1 : } \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.30 \text{ sec} \end{cases}$$

III.4.5. Période fondamentale (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA99 version 2003 comme suit :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

D'où :

- h_N : La hauteur en mètre, mesuré à partir la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 10.85\text{m}$$

- C_T : Coefficient en fonction de système de contreventement adopté et de type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 (RPA99/2003)

Notre structure est de système portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie.

$$C_T = 0.085$$

$$T = 0.085 \times 10.85^{3/4} = 0.508 \longrightarrow T = 0.508 = 0.51 \text{ sec}$$

III.4.6. Facteur de qualité (Q)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Condition minimale sur les files de contreventement.
- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 Pq$

Pq : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non".

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

1. Conditions minimales sur les files de contreventement

Système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'exède pas 1.5.

On a :

- Sens longitudinal : le rapport des portées est inférieur à 1.5 (Condition vérifiée) **Pq = 0.00**
- Sens transversal : le rapport des portées est inférieur à 1.5 (Condition vérifiée) **Pq = 0.05**

2. Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques dans la direction des forces latérales appliquées.

- Sens longitudinal : 5 files de portiques. (Condition vérifiée) **Pq = 0.00**
- Sens transversal : 3 files de portiques. (Condition non vérifiée) **Pq = 0.05**

3 Et 4. Régularité en plan et en élévation

La structure est classée irrégulière en plan et en élévation. (Condition non vérifiée) **Pq = 0.05**

- 5. Contrôle de la qualité des matériaux : Condition non vérifiée **Pq = 0.05**
- 6. Contrôle de la qualité de l'exécution : Condition non vérifiée **Pq = 0.1**

Tableau VI.1 : Valeurs de pénalité Pq selon les critères de qualités q

	Critères q	Pq	
		Selon x	Selon y
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	0.00	0.05
2	Redondance en plan	0.00	0.05
3	Régularité en plan	0.05	0.05
4	Régularité en élévation	0.05	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1

- Sens longitudinale (sens x) : $Q_l = 1.25$
- Sens transversale (sens y) : $Q_t = 1.40$

III.4.7. La force sismique

On calcul la force sismique dans les deux directions (sans longitudinale et transversale) avec la méthode statique équivalente d'après la formule suivante :

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

D'où :

- W : Poids total de la structure, telle que

$$W = W_G + \beta W_Q$$

W_G : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_Q : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné d'après le tableau 4.5 (RPA99/2003).

$$\beta = 0.3$$

On prend les valeurs de W_G et W_Q à partir de logiciel Robot

$$G = 401132.77 \text{ daN} \quad Q = Q_1 + Q_2 = 125746.88 + 25149.38 = 150896.26 \text{ daN}$$

$$W = 401132.77 + 0.3 \times 150896.26 \quad \longrightarrow \quad W = 446401.65 \text{ daN}$$

- D : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

Dans notre cas : $T_2 = 0.30 \text{ s} < T = 0.51 \text{ s} < 3.0 \text{ s} \longrightarrow D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3}$

$$D = 2.5 \times 1.08 (0.30/0.51)^{2/3} = 1.89 \longrightarrow \mathbf{D = 1.89}$$

- Sens longitudinale (sens x) :

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.89 \times 1.25}{3} \times 446401.65 = 52731.19 \text{ daN}$$

- Sens transversale (sens y) :

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.89 \times 1.30}{4} \times 446401.65 = 41130.33 \text{ daN}$$

IV. Modélisation

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure, elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse. Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

La modélisation de la structure avec logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSE 2019, conçu pour le calcul et la conception des structures d'ingénieries.

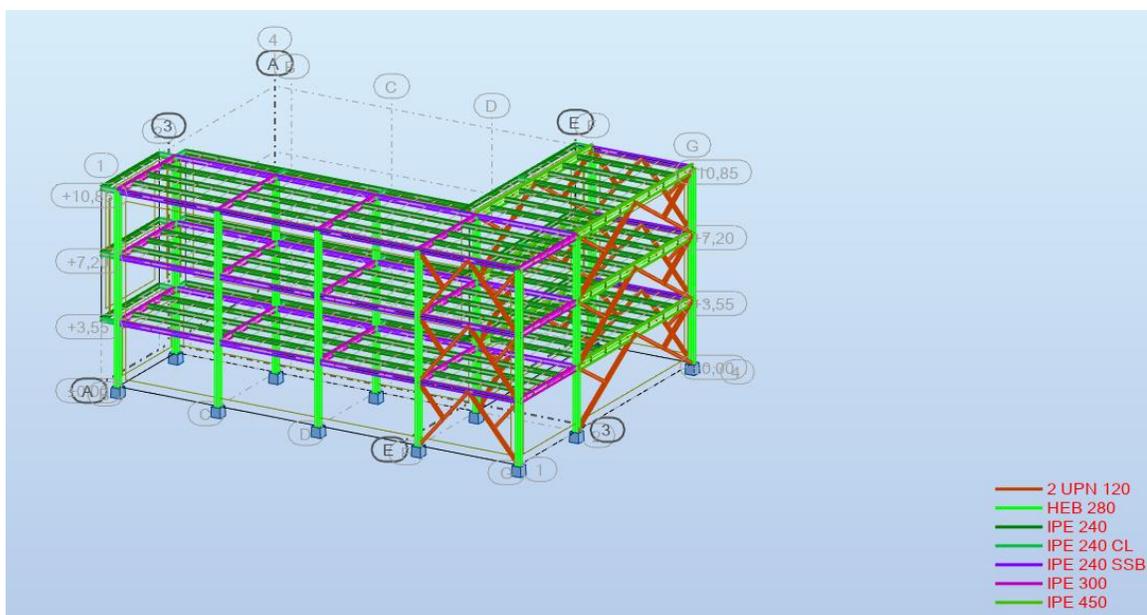


Fig.VI.1 : Vue en 3D de la structure.

IV.1. Résultats du calcul

IV.1.1. Pourcentage de la participation de masse

Tableau VI.2: Pourcentage de participation de masse

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
8/ 1	2,37	0,42	15,92	38,84	0,01	15,92	38,84	0,01
8/ 2	2,82	0,36	84,49	52,83	0,04	68,57	13,99	0,04
8/ 3	3,06	0,33	84,89	52,93	0,85	0,40	0,10	0,81
8/ 4	3,16	0,32	85,03	52,97	1,94	0,13	0,04	1,09
8/ 5	3,26	0,31	85,31	52,98	2,53	0,28	0,02	0,59
8/ 6	4,16	0,24	86,47	87,41	2,53	1,16	34,43	0,01
8/ 7	5,36	0,19	86,47	87,41	6,10	0,00	0,00	3,56
8/ 8	5,37	0,19	86,47	87,41	8,68	0,00	0,00	2,58
8/ 9	5,48	0,18	86,91	87,41	8,68	0,45	0,00	0,00
8/ 10	5,64	0,18	86,95	87,42	11,94	0,04	0,00	3,26
9/ 1	2,37	0,42	15,92	38,84	0,01	15,92	38,84	0,01
9/ 2	2,82	0,36	84,49	52,83	0,04	68,57	13,99	0,04
9/ 3	3,06	0,33	84,89	52,93	0,85	0,40	0,10	0,81
9/ 4	3,16	0,32	85,03	52,97	1,94	0,13	0,04	1,09
9/ 5	3,26	0,31	85,31	52,98	2,53	0,28	0,02	0,59
9/ 6	4,16	0,24	86,47	87,41	2,53	1,16	34,43	0,01
9/ 7	5,36	0,19	86,47	87,41	6,10	0,00	0,00	3,56
9/ 8	5,37	0,19	86,47	87,41	8,68	0,00	0,00	2,58
9/ 9	5,48	0,18	86,91	87,41	8,68	0,45	0,00	0,00
9/ 10	5,64	0,18	86,95	87,42	11,94	0,04	0,00	3,26
10/ 1	2,37	0,42	15,92	38,84	0,01	15,92	38,84	0,01
10/ 2	2,82	0,36	84,49	52,83	0,04	68,57	13,99	0,04
10/ 3	3,06	0,33	84,89	52,93	0,85	0,40	0,10	0,81
10/ 4	3,16	0,32	85,03	52,97	1,94	0,13	0,04	1,09
10/ 5	3,26	0,31	85,31	52,98	2,53	0,28	0,02	0,59
10/ 6	4,16	0,24	86,47	87,41	2,53	1,16	34,43	0,01
10/ 7	5,36	0,19	86,47	87,41	6,10	0,00	0,00	3,56
10/ 8	5,37	0,19	86,47	87,41	8,68	0,00	0,00	2,58
10/ 9	5,48	0,18	86,91	87,41	8,68	0,45	0,00	0,00
10/ 10	5,64	0,18	86,95	87,42	11,94	0,04	0,00	3,26

V. Note de calcul

Caractéristiques de l'analyse de l'exemple:

Type de structure: Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

$$X = 11.500 \text{ (m)}$$

$$Y = 9.000 \text{ (m)}$$

$$Z = 5.425 \text{ (m)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

$$X = 15.154 \text{ (m)}$$

$$Y = 6.980 \text{ (m)}$$

$$Z = 6.525 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure:

$$I_x = 2126408.185 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 3393797.139 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 4601404.299 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 47800.218 \text{ (kg)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales:

$$X = 14.427 \text{ (m)}$$

$$Y = 6.351 \text{ (m)}$$

$$Z = 7.741 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales:

$$I_x = 20875776.318 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 13075081.369 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 27417731.934 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 342886.113 \text{ (kg)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$X = 14.393 \text{ (m)}$$

$$Y = 6.363 \text{ (m)}$$

$$Z = 7.478 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$I_x = 37814106.645 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 45983455.865 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 67889684.292 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 750288.895 \text{ (kg)}$$

Description de la structure

Nombre de nœuds:	346
Nombre de barres:	204
Éléments finis linéiques:	352
Éléments finis surfaciques:	0
Éléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	157
Relâchements:	75
Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	15
Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	73
Combinaisons:	39

Résumé de l'analyse

Méthode de solution - SPARSE M	
Nbre de degrés de liberté stat.:	1995
Largeur de la bande	

avant/après optimisation:	0	0
Durée des calculs [s]		
Durée max agrégation + décomp.:	2	
Durée max itér. sur sous-espace:	0	
Durée max solution prb. nonlin.:	0	
Durée totale:	4	
Espace disque et mémoire utilisés [o]		
Espace totale du disque utilisé:	3078544	
Espace pour fichier TMP solveur:	0	
Espace pour itérat. s/sous-esp.:	415168	
Mémoire:	2821736	
Elém. diagon. de la matrice de rigidité		
Min/Max après décomposition:	1.742969e+03	1.559831e+16
Précision:	2	

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : G

Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 1.37047e+03 (daN*m)

Précision : 2.08509e-10

Cas 2 : Q

Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 2.53590e+02 (daN*m)

Précision : 2.93734e-10

Cas 3 : Q2

Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 2.17527e+01 (daN*m)

Précision : 7.29765e-11

Cas 4 : Vent 0 deg sur.(+)

Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 4.27073e+02 (daN*m)

Précision : 8.75608e-10

Cas 5 : Vent 90 deg sur.(+)

Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 3.55006e+02 (daN*m)
 Précision : 1.64283e-08

Cas 6 : Vent 180 deg sur.(+)

Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 3.22927e+02 (daN*m)
 Précision : 5.37397e-09

Cas 7 : Vent 270 deg sur.(+)

Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 4.82528e+02 (daN*m)
 Précision : 3.27592e-08

Cas 8 : Modale

Type d'analyse: Modale

Excentricité de masse **ex = 5.000 (%)** **ey = 5.000 (%)**

Données:

Mode d'analyse : Modal
 Méthode : Itération sur le sous-espace
 Type de matrices de masses : Concentrée sans rotations
 Nombre de modes : 10
 Nombre d'itérations : 10
 Tolérance : 1.00000e-04
 Amortissement : 0.050
 Limites : 0.000
 Coefficient des masses participantes : 0.000

Cas 9 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X

Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000
 Y = 0.000
 Z = 0.000

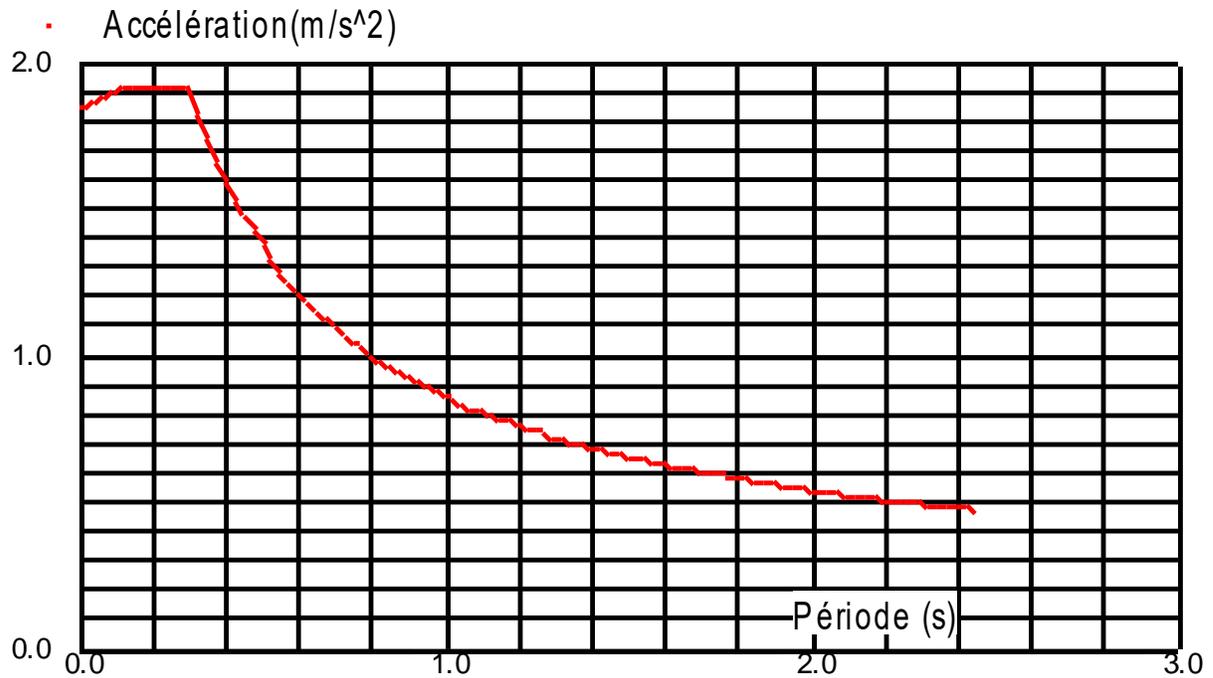


Fig.VI.2 : Spectre de la repense selon la direction X.

Données:

Zone : I
 Usage : 1A
 Assise : S1
 Coefficient de qualité : 1.250
 Coefficient de comportement : 3.000
 Amortissement : $x = 5.00 \%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0,5} = 1.000$

A = 0.150

T₁ = 0.150

T₂ = 0.300

Cas 10 : **Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y**

Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000

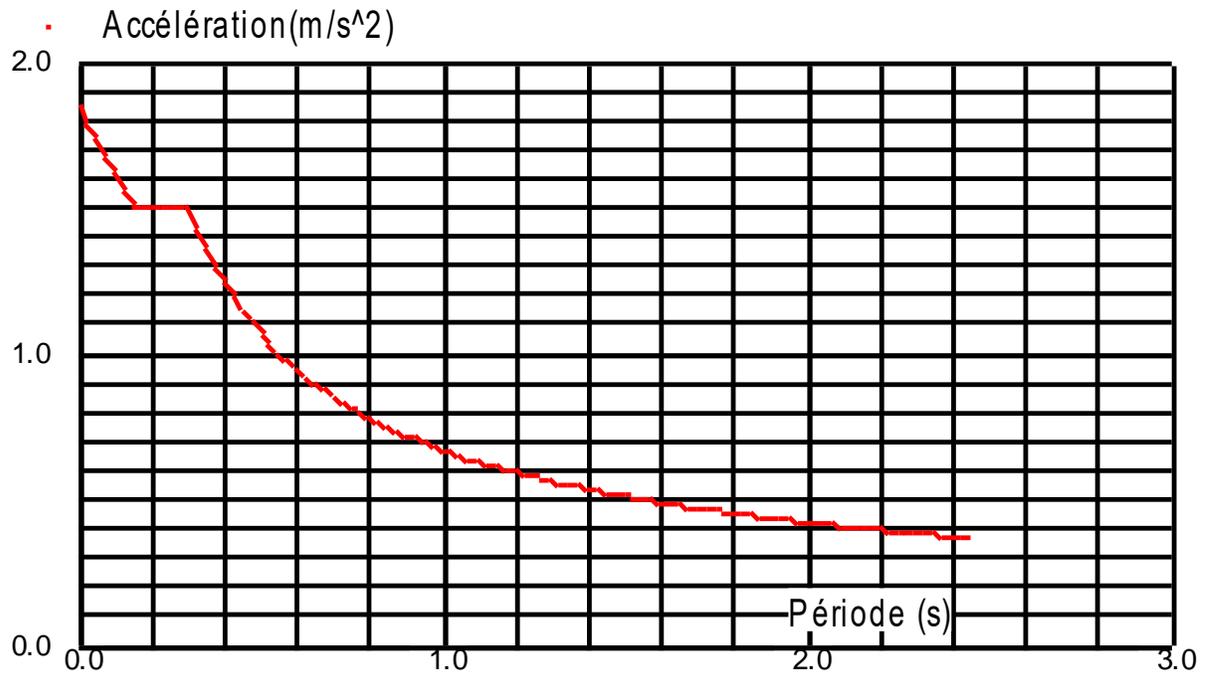


Fig.VI.3 : Spectre de la repense selon la direction Y.

Données:

Zone : I
 Usage : 1A
 Assise : S1
 Coefficient de qualité : 1.300
 Coefficient de comportement : 4.000
 Amortissement : $x = 5.00 \%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0,5} = 1.000$

A = 0.150

T₁ = 0.150

T₂ = 0.300

VI. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

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.

- D'après le calcul de la force sismique avec la méthode statique équivalente, on a trouvé les résultats des forces suivantes :

Sens longitudinale (sens x) : $V_x = 52731.19$ daN

Sens transversale (sens y) : $V_y = 41130.33$ daN

- **Résultante des forces sismique de calcul**

La résultante des forces sismiques à la base V_t (calculer automatiquement par le logiciel ROBOT).

- Sens longitudinale (sens x) :

$$V_t = 56499.91 \text{ daN} > 0.8V_x = 42184.95 \text{ daN} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

- Sens transversale (sens y) :

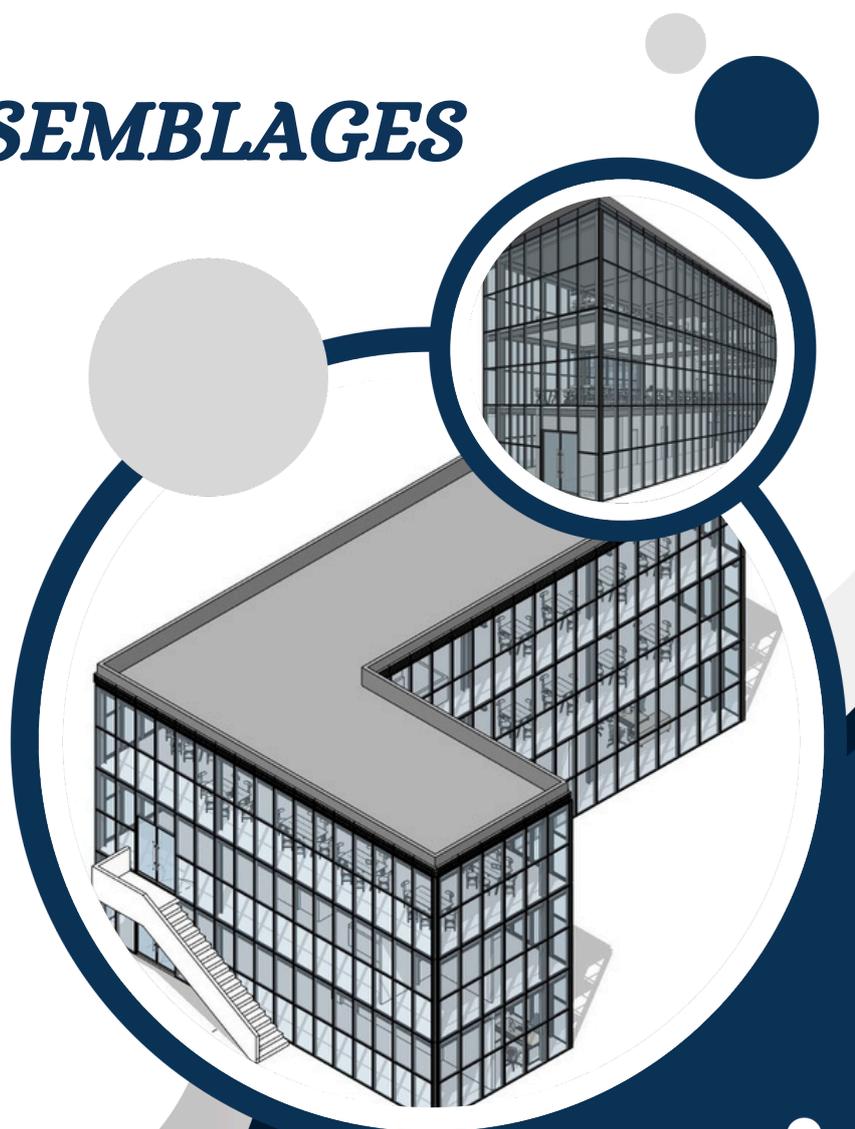
$$V_t = 34077.77 \text{ daN} > 0.8V_y = 32904.26 \text{ daN} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

VII. Conclusion

Les résultats obtenus par le calcul sismique manuellement et avec logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSE 2019, sont conforme aux règlements parasismiques algériens (RPA2003).

CHAPITRE VII

CALCUL DES ASSEMBLAGES



I. Introduction

Dans une construction métallique, la conception et le calcul des assemblages sont aussi critiques que le dimensionnement des éléments porteurs afin de préserver la stabilité ainsi que la sécurité de l'ouvrage. Les assemblages sont des systèmes qui maintiennent la continuité mécanique entre les composants structurels et constituent des zones de transfert des efforts internes (efforts normaux, tranchants, moments fléchissant). Il existe plusieurs types d'assemblages dans la construction et plusieurs techniques pour les réaliser.

II. Fonctionnement des assemblages

II.1. Le boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site. Les boulons de classes 8.8 et 10.9 sont appelés boulons à haute résistance (HR), ils comprennent une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance.

Tableau VII.1 : Classes des boulons et valeurs de f_{yb} et f_{ub}

Classe	Classe : a.b	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} [MPa]	$f_{yb}=a.b.10$	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} [MPa]	$f_{ub}= a.100$	400	400	500	500	600	800	1000

II.2. Le soudage

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion des pièces de métal à assembler.

II.3. Fonctionnement par adhérence

Dans ce type d'assemblage, la transmission des efforts s'effectue principalement par **adhérence entre les surfaces en contact**. Il s'agit du soudage, du collage et de **boulonnage à l'aide de boulons à haute résistance (HR)**.

➤ **Coefficient partiel de sécurité**

Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma = 1.25$

Résistance des boulons à traction : $\gamma = 1.50$

➤ **Coefficient de frottement**

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graisse, etc.

$\mu = 0.50$ pour les surfaces de la classe A

$\mu = 0.40$ pour les surfaces de la classe B

$\mu = 0.30$ pour les surfaces de la classe C

$\mu = 0.20$ pour les surfaces de la classe D

III. Calcul des assemblages soudés et boulonnés

Dans un but de gain de temps, j'ai opté pour l'utilisation du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSE 2019 pour le calcul des assemblages de ma structure, dans ce qui suit je donne le détail des calculs de l'assemblage traverse-poteau, le reste des calculs sont donnés dans l'annexe 4.

III.1. Assemblage Poteau – Poutre (HEB280-IPE450)

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019</p> <p>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	 Ratio 0,34
---	---	---

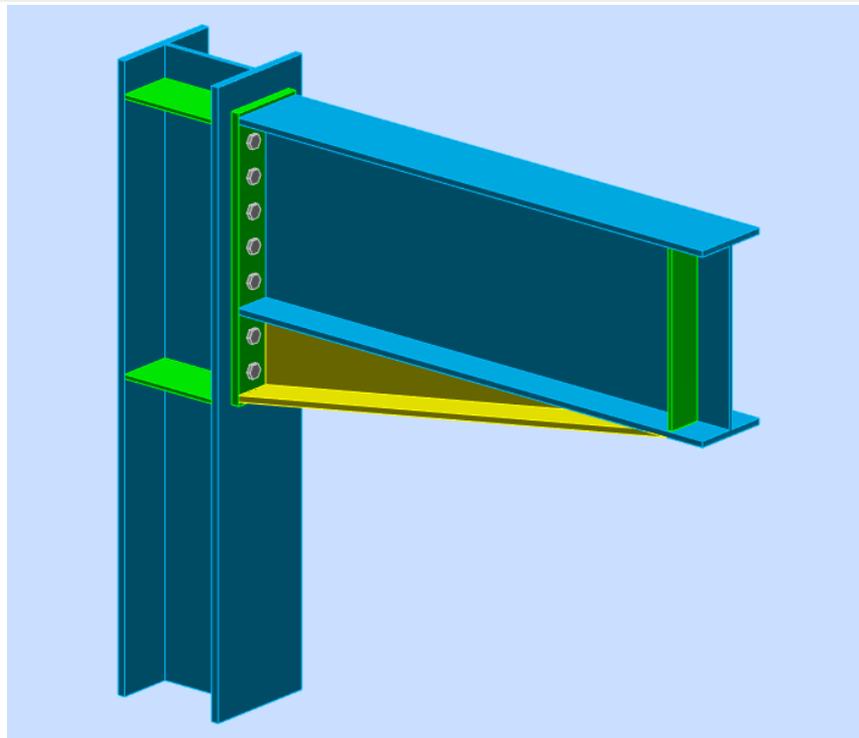


Fig.VII.1 : Schéma 3D d'assemblage (poteau-traverse)

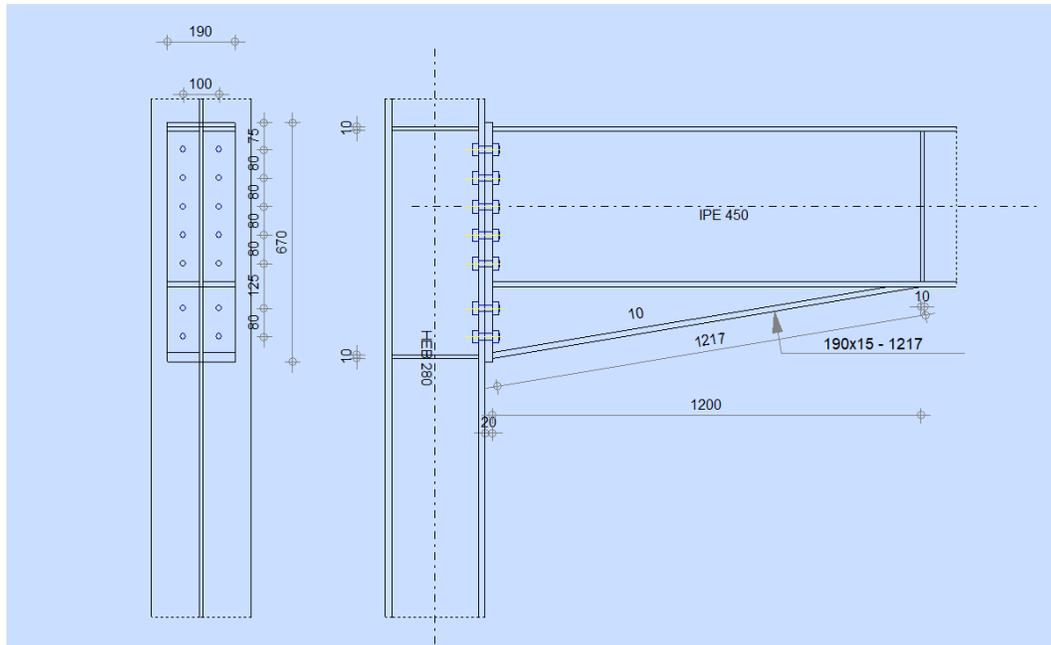


Fig.VII.2 : Schéma d'assemblage (poteau-traverse)

GÉNÉRAL

Assemblage N°:	3
Nom de l'assemblage :	Poutre - poteau
Noeud de la structure:	149
Barres de la structure:	2, 119

GÉOMÉTRIE

POTEAU

Profilé:	HEB 280		
Barre N°:	2		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	280	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	280	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	11	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	18	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	131,36	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	19270,30	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	S 275		
$f_{yc} =$	275,00	[MPa]	Résistance

POUTRE

Profilé:	IPE 450		
Barre N°:	119		
$\alpha =$	-0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	450	[mm]	Hauteur de la section de la poutre

Profilé:	IPE 450	
$b_f =$	190	[mm] Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	9	[mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	15	[mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	98,82	[cm ²] Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	33742,90	[cm ⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 275	
$f_{yb} =$	275,00	[MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

$d =$	18	[mm] Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9	Classe du boulon
$F_{tRd} =$	16588,80	[daN] Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	7	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	75	[mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	100	[mm]
Entraxe $p_i =$	80;80;80;80;125;80	[mm]

PLATINE

$h_p =$	670	[mm] Hauteur de la platine
$b_p =$	190	[mm] Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm] Epaisseur de la platine
Matériau:	S 275	
$f_{yp} =$	275,00	[MPa] Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d =$	190	[mm] Largeur de la platine
$t_{fd} =$	15	[mm] Epaisseur de l'aile
$h_d =$	200	[mm] Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	10	[mm] Epaisseur de l'âme
$l_d =$	1200	[mm] Longueur de la platine
$\alpha =$	9,5	[Deg] Angle d'inclinaison
Matériau:	S 275	
$f_{ybu} =$	275,00	[MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	244	[mm] Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	135	[mm] Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	10	[mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau:	S 235	
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	244	[mm] Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	135	[mm] Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	10	[mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau:	S 235	
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	7	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	11	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	7	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS**Etat limite: ultime**

Cas: 19: $1.35G+1.5Q+0.9V$ $1*1.35+2*1.50+7*0.90$

$M_{b1,Ed} =$	10559,47	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	8040,40	[daN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	1,74	[daN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	-4655,73	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	-2497,56	[daN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-35094,73	[daN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} =$	-931,34	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} =$	-581,62	[daN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} =$	-10958,13	[daN]	Effort axial dans le poteau supérieur

RÉSULTATS**RÉSISTANCES DE LA POUTRE****TRACTION**

$A_b =$	98,82	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.3]
$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{tb,Rd} =$	271755,00	[daN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	70,84	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	112480,59	[daN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$			$0,07 < 1,00$	vérifié (0,07)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	1701,79	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	46799,23	[daN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} =$	2376,18	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{cb,Rd} =$	65345,03	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} =$	65345,03	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f =$	635	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$				

$$F_{c,fb,Rd} = 102889,92 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$\beta = 0,0 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle entre la platine d'about et la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\gamma = 9,5 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle d'inclinaison du renfort} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$b_{eff,c,wb} = 300 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vb} = 50,84 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]$$

$$\omega = 0,84 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 59,27 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 18,06 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad EN1993-1-1:[6.2.4]$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} + A_s f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 648241,26 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wb} = 379 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1,21 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,69 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 6,73 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad EN1993-1-1:[6.3.1.2]$$

$$\chi = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad EN1993-1-1:[6.3.1.2]$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1} + A_s \chi f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 526124,47 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0,8 \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 97968,75 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 97968,75 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

RÉSISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 10559,47 \text{ [daN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \text{ [daN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = -2497,56 \text{ [daN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = -581,62 \text{ [daN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 537 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 20607,28 \text{ [daN]} \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 41,09 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]$$

$$A_{vc} = 41,09 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]$$

$$d_s = 640 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 623,70 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 164,50 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 164,50 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0,9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 61178,35 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,34 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,34)$$

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 11 \text{ [mm]} \quad \text{Épaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 296 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 41,09 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]$$

$$\omega = 0,76 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 11 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 50,39 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \text{ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 26,95 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 128097,29 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 196 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,77 \text{ Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,96 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 2,38 \text{ Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \text{ Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 125381,67 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 125381,67 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	26	-	90	-	80	161	204	161	204	160	137	137	137
2	26	-	90	-	80	161	215	161	215	160	80	80	80
3	26	-	90	-	80	161	215	161	215	160	80	80	80
4	26	-	90	-	80	161	215	161	215	160	80	80	80
5	26	-	90	-	103	161	215	161	215	205	103	103	103
6	26	-	90	-	103	161	215	161	215	205	103	103	103
7	26	-	90	-	80	161	204	161	204	160	137	137	137

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	37	-	45	-	80	235	229	229	229	197	166	166	166
2	37	-	45	-	80	235	206	206	206	160	80	80	80
3	37	-	45	-	80	235	206	206	206	160	80	80	80
4	37	-	45	-	80	235	206	206	206	160	80	80	80
5	37	-	45	-	103	235	206	206	206	205	103	103	103
6	37	-	45	-	103	235	206	206	206	205	103	103	103
7	37	-	45	-	80	235	206	206	206	197	143	143	143

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE À LA TRACTION

$F_{t,Rd} = 16588,80$ [daN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd} = 31513,44$ [daN]	Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement	[Tableau 3.4]
$N_{j,Rd} = \text{Min}(N_{t,b,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$		
$N_{j,Rd} = 232243,20$ [daN]	Résistance de l'assemblage à la traction	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié (0,00)

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE À LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 16588,80$ [daN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd} = 31513,44$ [daN]	Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement	[Tableau 3.4]
$F_{t,fc,Rd}$	– résistance de la semelle du poteau à la flexion	
$F_{t,wc,Rd}$	– résistance de l'âme du poteau à la traction	
$F_{t,ep,Rd}$	– résistance de la platine fléchée à la flexion	
$F_{t,wb,Rd}$	– résistance de l'âme à la traction	
$F_{t,fc,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$		[6.2.6.4] , [Tab.6.2]
$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$		[6.2.6.3.(1)]
$F_{t,ep,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$		[6.2.6.5] , [Tab.6.2]
$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$		[6.2.6.8.(1)]

RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min}(F_{t1,Rd,comp})$	33177,60	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 33177,60$	33177,60	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 41988,62$	41988,62	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 33177,60$	33177,60	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 59210,30$	59210,30	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 63026,88$	63026,88	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 61178,35$	61178,35	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 125381,67$	125381,67	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 102889,92$	102889,92	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 97968,75$	97968,75	Ame de la poutre - compression

RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min}(F_{t2,Rd,comp})$	19503,69	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 33177,60$	33177,60	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 41988,62$	41988,62	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 31861,17$	31861,17	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 53191,96$	53191,96	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 63026,88$	63026,88	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 61178,35 - 33177,60$	28000,75	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 125381,67 - 33177,60$	92204,07	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 102889,92 - 33177,60$	69712,32	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 97968,75 - 33177,60$	64791,15	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 53684,31 - 33177,60$	20506,71	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 52970,09 - 33177,60$	19792,49	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 52681,29 - 33177,60$	19503,69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 63634,32 - 33177,60$	30456,72	Ame de la poutre - traction - groupe

RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	8497,06	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 33177,60$	33177,60	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 41988,62$	41988,62	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 31861,17$	31861,17	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 53191,96$	53191,96	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 63026,88$	63026,88	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 61178,35 - 52681,29$	8497,06	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 125381,67 - 52681,29$	72700,38	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 102889,92 - 52681,29$	50208,63	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 97968,75 - 52681,29$	45287,46	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 49263,22 - 19503,69$	29759,53	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 41873,62 - 19503,69$	22369,93	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 78315,92 - 52681,29$	25634,63	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 64856,11 - 52681,29$	12174,82	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 46928,44 - 19503,69$	27424,76	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 41360,00 - 19503,69$	21856,31	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 76145,51 - 52681,29$	23464,22	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 84314,32 - 52681,29$	31633,03	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 33177,60$	33177,60	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 41988,62$	41988,62	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 31861,17$	31861,17	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 53191,96$	53191,96	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 63026,88$	63026,88	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 61178,35 - 61178,35$	0,00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 125381,67 - 61178,35$	64203,32	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 102889,92 - 61178,35$	41711,57	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 97968,75 - 61178,35$	36790,40	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 49263,22 - 8497,06$	40766,16	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 41873,62 - 8497,06$	33376,56	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 73894,83 - 28000,75$	45894,08	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 56792,62 - 28000,75$	28791,87	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 102947,53 - 61178,35$	41769,18	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 73288,54 - 61178,35$	12110,20	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 46928,44 - 8497,06$	38431,38	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 41360,00 - 8497,06$	32862,94	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 70392,66 - 28000,75$	42391,91	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 62040,00 - 28000,75$	34039,25	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 99609,73 - 61178,35$	38431,38	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 104994,32 - 61178,35$	43815,97	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	577	33177,60	33177,60	41988,62	33177,60	59210,30	33177,60	63026,88
2	497	19503,69	33177,60	41988,62	31861,17	53191,96	33177,60	63026,88
3	417	8497,06	33177,60	41988,62	31861,17	53191,96	33177,60	63026,88
4	337	-	33177,60	41988,62	31861,17	53191,96	33177,60	63026,88

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
5	257	-	33177,60	41988,62	31861,17	53191,96	33177,60	63026,88
6	132	-	33177,60	41988,62	31861,17	53191,96	33177,60	63026,88
7	52	-	33177,60	41988,62	31861,17	53191,96	33177,60	63026,88

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd} = 32404,34$ [daN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,33 < 1,00 **vérifié** (0,33)

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de F_{v,Rd} [Tableau 3.4]

$\beta_{Lf} = 0,93$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

F_{v,Rd} = 10275,84 [daN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

F_{t,Rd,max} = 16588,80 [daN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

F_{b,Rd,int} = 27864,00 [daN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

F_{b,Rd,ext} = 27864,00 [daN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	33177,60	0,25	33177,60	10811,45	10811,70	15767,93
2	33177,60	0,25	19503,69	6355,59	6355,84	17739,47
3	33177,60	0,25	8497,06	2768,90	2769,15	19326,44
4	33177,60	0,25	0,00	0,00	0,25	20551,57
5	33177,60	0,25	0,00	0,00	0,25	20551,57
6	33177,60	0,25	0,00	0,00	0,25	20551,57
7	33177,60	0,25	0,00	0,00	0,25	20551,57

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$

$F_{vj,Rd} = \text{Min} (\eta_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 \eta_h F_{t,Rd,max})), \eta_h F_{v,Rd}, \eta_h F_{b,Rd})$

$V_{j,Rd} = \eta_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$

V_{j,Rd} = 135040,13 [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,06 < 1,00 **vérifié** (0,06)

RÉSISTANCE DES SOUDURES

A_w = 145,92 [cm²] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]

A_{wy} = 67,01 [cm²] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]

A_{wz} = 78,90 [cm²] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]

I_{wy} = 58621,71 [cm⁴] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]

$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 43,38$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(6)]

$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 41,41$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]

$\tau_{\parallel} = 10,19$ [MPa] Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]

$\beta_w = 0,85$ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ 86,77 < 404,71 **vérifié** (0,21)

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ 84,68 < 404,71 **vérifié** (0,21)

$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$ 43,38 < 309,60 **vérifié** (0,14)

RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4	[mm]	Épaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	13	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	18	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	62	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	5	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	35,38	1512,02
1	577	4	43	23	2	11,34	654,64
2	497	2	25	11	1	6,67	331,83
3	417	2	25	11	1	5,60	233,68
4	337	2	25	11	1	4,53	152,69
5	257	3	32	14	2	4,11	105,86
6	132	3	32	14	2	2,12	28,01
7	52	4	43	20	2	1,01	5,32

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_i^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 427 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 8 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 41,09 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 427 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 4 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 9723237,71 \quad [daN*m] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 9723237,71 \quad [daN*m] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 4724006,00 \quad [daN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 295250,38 \quad [daN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,34

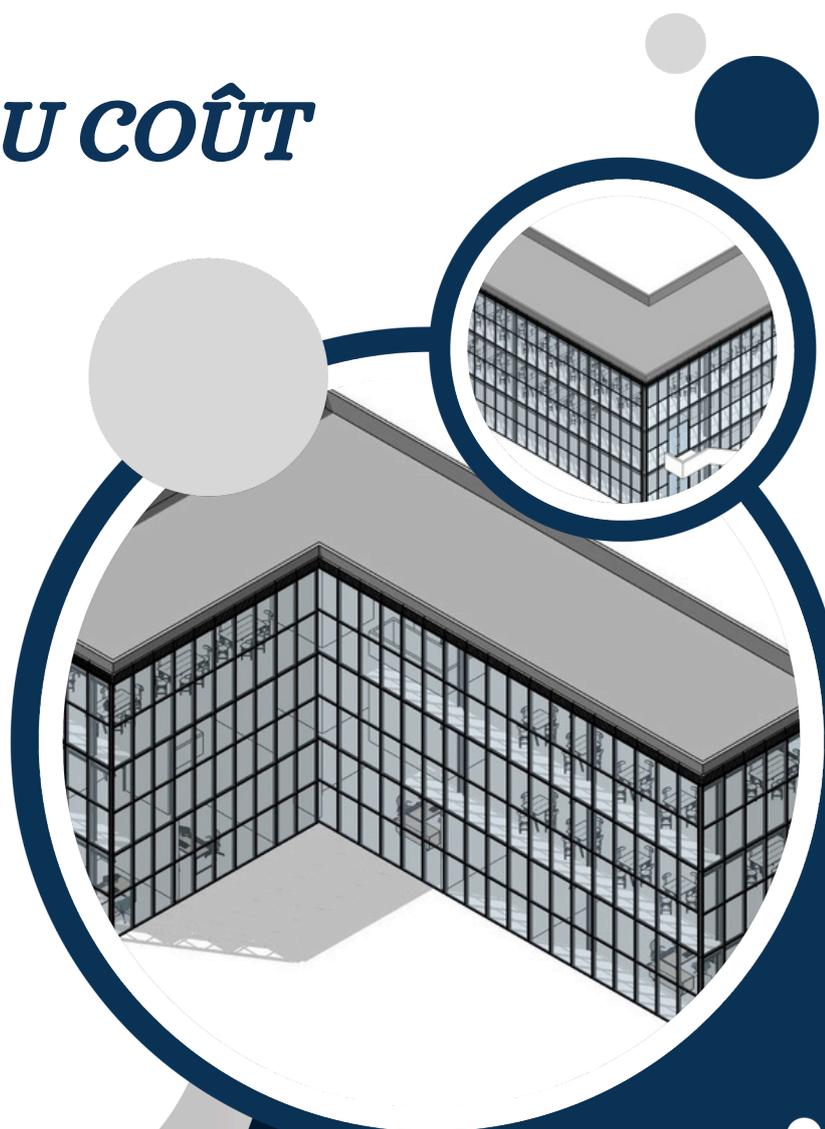
IV. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons exposé en détail le calcul et les résultats donnés par logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019 de l'assemblage poteau-poutre (HEB280 – IPE300).

Le reste des résultats des assemblages (poteau-poutre, poutre-poutre, poteau-sablier, contreventement et pied de poteau encastre) sont donnés dans l'annexe 4 (résultats des assemblages).

CHAPITRE VIII

ESTIMATION DU COÛT



I. Introduction

Après l'étude technique qui comprend l'étude climatique, le dimensionnement, l'étude sismique et la vérification de la structure, nous passons à l'étude économique pour voir combien coûte notre structure et le temps que va prendre sa fabrication. Ce chapitre est une tentative pour estimer le coût approximatif de notre structure en se servant des différentes informations recueillis au niveau de l'entreprise BATIMETAL où j'ai effectué mon stage. L'information principale à ce sujet est que le coût est principalement lié au poids de la structure.

Pour réaliser cela, nous allons alors, déterminer le poids des divers éléments de la structure (poteaux, poutres, solives, contreventements, ets...), ensuite on détermine le poids total de la structure (sans prendre en compte l'ossature du mur rideaux et la fondation de la structure). A la fin on va faire l'estimation du coût de la structure et le temps de fabrication.

II. Calcul du poids de la structure

II.1. Calcul du poids des éléments

Logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSE 2019 donne le poids de chaque élément de la structure et donne le poids total des éléments en charpente métallique.

Exemples :

➤ Poteau HEB 280

Poids unitaire : $G = 103.15 \text{ kg/m}$

Longueur : $L = 10.85\text{m}$

Nombre des poteaux : $N = 12 \text{ poteaux}$

Poids par pièce : $G \times L = 103.15 \times 10.85 = 1119.18 \text{ kg}$

Poids total : $W = 1119.18 \times 12 = 13430.16 \text{ kg}$

➤ Poutre IPE 450

Poids unitaire : $G = 77.60 \text{ kg/m}$

Longueur : $L = 12.00\text{m}$

Nombre des poteaux : $N = 6 \text{ poutres}$

Poids par pièce : $G \times L = 77.60 \times 12 = 931.20 \text{ kg}$

Poids total : $W = 931.2 \times 6 = 5587.20 \text{ kg}$

Tableau VIII.1: Le poids unitaire et le poids total des éléments donnés par le logiciel Robot

Type	Nombre	Longueur [m]	Poids unitaire [Kg/m]	Poids pièce [Kg]	Poids total [kG]
S 275					
2 UPN 120	4	2.33	26.70	62.21	249
2 UPN 120	8	2.37	26.70	63.28	506
2 UPN 120	4	3.49	26.70	93.18	373
2 UPN 120	8	3.52	26.70	93.98	752
2 UPN 120	4	4.65	26.70	124.15	497
2 UPN 120	8	4.73	26.70	126.29	1010
2 UPN 120	4	6.98	26.70	186.36	745
2 UPN 120	8	7.03	26.70	187.70	1502
HEB 280	12	10.85	103.15	1119.23	13431
IPE 240 Solive	57	6.00	30.72	184.32	10506
IPE 240 CL	21	1.00	30.72	30.72	645
IPE 240 SSB	27	6.00	30.72	184.32	4977
IPE 240slv	3	5.00	30.72	153.60	461
IPE 240slv	15	6.00	30.72	184.32	2765
IPE 300	15	6.00	42.26	253.54	3803
IPE 450	6	12.00	77.60	931.22	5587
Total par section					
2 UPN 120	48	211.00	26.70	5633.62	5634
HEB 280	12	130.20	103.15	13430.76	13431
IPE 240	57	342.00	30.72	10506.34	10506
IPE 240 CL	21	21.00	30.72	645.13	645
IPE 240 SSB	27	162.00	30.72	4976.69	4977
IPE 240slv	18	105.00	30.72	3225.63	3226
IPE 300	15	90.00	42.26	3803.05	3803
IPE 450	6	72.00	77.60	5587.32	5587
Totaux nets:					47809

II.2. Calcul le poids des escalier

➤ Escalier pour RDC

Poids de la tôle : 45 kg/m²

Surface de palier : 2.1 m²

Surface de paise : 10.08 m²

Poids total : $W_1 = (45 \times 2.1) + (45 \times 10.08) = 548.1 \text{ kg}$

Poids de la cornière L45×45×5 : 3.38 kg/m² Longueur : 1.50m
 Poids de limon UPN 260 : 37.9 kg/m² Longueur : 9.05m
 Poids la poutre palière IPE100 : 8.1 kg/m² Longueur : 1.50m
 Poids totale : $W_2 = (3.38 \times 1.50) + (37.9 \times 9.05) + (8.1 \times 1.50) = 360$ kg

➤ **Escalier pour étage**

Poids de la tôle : 45 kg/m²
 Surface de palier : 4.2 m²
 Surface de pousse : 9 m²
 Poids total : $W_3 = (45 \times 4.5) + (45 \times 9) = 594$ kg
 Poids de la cornière L40×40×5 : 2.97 kg/m² Longueur : 1.40m
 Poids de limon UPN 140 : 16 kg/m² Longueur : 4.48m
 Poids la poutre palière IPE140 : 12.9 kg/m² Longueur : 3.00m
 Poids totale : $W_4 = [(2.97 \times 1.40) + (16 \times 4.48)] \times 2 + (12.9 \times 3) = 202$ kg

Le poids total des escaliers : $W = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 = 548.1 + 360 + 594 + 202$

$$W = 1704.1 \text{ kg}$$

II.3. Calcul le poids des planchers

On prend le poids et la surface totale des planchers à partir des résultats donnés par le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSE 2019. Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Tableau VIII.2: Résultats donnés par logiciel robot sur le poid et la surface des planchers.

Type	Nombre	Epaisseur [cm]	Poids unitaire [Kg/m ²]	Surface [m ²]	Volume [m ³]	Poids total [kg]
C25/30						
Dalle 1	8	12.5	312.67	502.00	62.75	156961
Dalle 2	4	22.0	550.30	251.00	55.22	138125
Totaux nets:				753.00	117.97	295086

III. Le temps de fabrication

Pour évaluer le temps requis à la fabrication de la structure, on commence par estimer le temps nécessaire aux opérations de soudage et d'assemblage pour chaque élément constitutif. Cette estimation prend en compte des facteurs tels que la longueur des soudures, le type de joint, la position de soudage, la vitesse de soudage, ainsi que l'efficacité de l'opérateur.

Une fois le temps unitaire de fabrication déterminé pour chaque élément, le temps total de fabrication est obtenu par sommation de l'ensemble des durées individuelles. Cette approche permet d'avoir une vision globale et précise de la charge de travail nécessaire à la réalisation de la structure, (sans prendre en compte l'ossature du mur rideaux et la fondation de la structure).

Tableau VIII.3: Tableau récapitulatif sur le temps des opérations.

Eléments	Section	Poids [T]	Temps de S [h]	Temps d'A [h]	Temps de B [h]
Poteau	HEB 280	13.431	100	190	-
Poutre-P1	IPE 450	5.587	30	60	-
Poutre-P2	IPE 300	3.803	20	40	-
Solive	IPE 240	10.506	45	75	-
Sablier	IPE 240	4.977	25	35	-
Escalier	-	1.1421	30	45	-
Contreventement	2 UPN 120	5.634	-	-	15
Total des heures	-	-	250	445	15
Temps totale	750 h				

Temps d'A : c'est le temps d'assemblage.

Temps de B : c'est le temps de boulonnage.

Temps de S : c'est le temps de la soudure.

IV. Estimation du coût

➤ Le cout des éléments et des escaliers

Nous ajoutons forfaitairement 15%, c'est un pourcentage appeler RBS (Ratio Boulonné Soudé) pour tenir en compte du poids des boulons et les pertes des chute dans la soudure.

$$W = 47809 \times 15\% = 7171.35 \text{ kg} \longrightarrow \mathbf{W = 7171 \text{ kg}}$$

$$W = 47809 + 7171 = 54980 \text{ Kg} \longrightarrow \mathbf{W = 54980 \text{ kg}} \quad \text{(Poids éléments)}$$

$$\mathbf{W = 1704 \text{ kg}} \quad \text{(Poids escalier)}$$

Dans le marcher, le prix de la charpente est évalué en fonction du poids, de sorte que 1kg de charpente est estimé actuellement à 240 DA, ce prix change de temps en temps.

Le prix 240 DA prend en compte la fourniture, la fabrication et le transport de la charpente, le montage est estimé à 80 DA pour un 1kg de charpente.

Tableau VIII.4: Tableau récapitulatif du coût des éléments et des escaliers.

Structure	Poids total [Kg]	Coût approximatif (DA) (Prix unitaire 240 DA/kg)	Coût de montage (Prix unitaire 80 DA/kg)
Les éléments	54980	13195200	4398400
Les escaliers	1704	408960	136320
Coût total	56684	13 604 160.00	4 534 720.00
Coût total de fabrication et montage		18 138 880.00 DA	

➤ Le cout des planchers

La surface totale des planchers : $S = 753.00 \text{ m}^2$

- Un mètre carré (1m^2) de Cofrastra 40 est estimé à **7400 DA**.

Prix de Cofrastra 40 pour les planchers :

$$\text{Prix} = 753 \times 7400 = 5\,572\,200 \text{ DA} \longrightarrow \text{Prix de Cofrastra 40} = \mathbf{5\,572\,200.00 \text{ DA}}$$

- Un mètre cube (1m^3) de béton est estimé à **15000 DA** (fourniture et pose)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Surface des planchers : } 753 \text{ m}^2 \\ \text{Epaisseur : } 10\text{cm} = 0.10\text{m} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 753 \times 0.10 = 75.3 \text{ m}^3 \\ \text{volume total : } \mathbf{75.3 \text{ m}^3} \end{array}$$

Prix de béton pour les planchers :

$$\text{Prix} = 75.3 \times 15000 = 1\,129\,500 \text{ DA} \longrightarrow \text{Prix de béton} = \mathbf{1\,129\,500.00 \text{ DA}}$$

- Le prix total des planchers :

$$\text{Prix} = 5\,572\,200 + 1\,129\,500 = 6\,701\,700 \text{ DA} \longrightarrow \text{Prix total} = \mathbf{6\,701\,700.00 \text{ DA}}$$

V. Conclusion

La durée totale nécessaire à la fabrication de l'ensemble des éléments de la structure est évaluée à 750 heures, ce qui correspond à environ 32 jours de travail.

L'estimation du coût de notre structure (sans prendre en compte l'ossature du mur rideaux et la fondation) est **24 840 580.00 DA**. Vingt-quatre millions huit cent quarante mille cinq cent quatre-vingts dinars algériens.

Je présente dans l'annexe 5 quelques modèles de feuilles de calcul utilisées par l'entreprise METALFAB EST pour le calcul du métré et l'évaluation des coûts.

CONCLUSION GÉNÉRALE



Conclusion générale

Le projet de fin d'études est un travail personnel dans lequel l'étudiant est confronté à une situation professionnelle concrète.

Mon projet consiste en l'étude technico-économique de la nouvelle gare maritime de la ville Ghazaouet –Tlemcen –. La structure est en charpente métallique et les planchers sont mixtes. Cette étude m'a permis de mettre en pratique la plupart des connaissances théoriques acquises le long de mon cursus universitaire comme par exemple l'importance de lire des références et des livres scientifiques spécifiques dans le domaine des structures métalliques de plus cette étude m'a donné l'avantage d'approfondir mes connaissances en utilisant le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019. Ce logiciel permet de faire la modélisation de n'importe quelle structure, aussi d'effectuer des calculs tridimensionnels et dynamiques dans le but de faciliter les calculs et de mieux se rapprocher de la réalité.

Il est essentiel d'associer une compréhension approfondie des exigences techniques à une évaluation rigoureuse des coûts, afin de déterminer la solution la plus adaptée aux exigences spécifiques du projet tout en assurant une optimisation rationnelle des ressources disponibles, aussi cette étude m'a permis d'explorer, même superficiellement, le vaste univers économique des entreprises et surtout l'étape de l'évaluation budgétaire des projets

Ce projet présente pour moi une grande expérience. En enrichissant mon dossier professionnel par de nouvelles informations techniques et théoriques, il sera sûrement mon visa pour un passage réussi au monde du travail et surtout celui de la construction métallique et me permettra je l'espère, de devenir un ingénieur expert dans ce domaine.

Finalement je souhaite et espère que ce modeste travail soit un bon support pour les promotions futures à qui je tiens à préciser qu'une bonne conception est la base d'un projet réussi.

ANNEXES



Annexe 1 : Etude climatique

❖ Les valeurs de la pression dynamique de référence

Zone	$q_{\text{réf}}$ (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 2.2¹ : Valeurs de la pression dynamique de référence. (RNV2013)

❖ Les catégories de terrain

Catégories de terrain	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ε
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0.156	0.003	1	0.38
I Lacs ou zone plates et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0.170	0.01	1	0.44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbre, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0.190	0.05	2	0.52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0.215	0.3	5	0.61
IV Zone dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0.234	1	10	0.67

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain. (RNV2013)

¹ Les numéros de figures et tableaux sont ceux du RNV2013

❖ Le coefficient de pression extérieur C_{pe}

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	

Tableau 5.1 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire. (RNV2013)

		Zone							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Arêtes vives		-1.8	-2.5	-1.2	-2.0	-0.7	-1.2	±0.2	
Avec acrotères	$h_p/h=0.025$	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	±0.2	
	$h_p/h=0.05$	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	±0.2	
	$h_p/h=0.10$	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	±0.2	
Rives arrondies	$r/h=0.05$	-1.0	-1.5	-1.2	-1.8	-0.4		±0.2	
	$r/h=0.10$	-0.7	-1.2	-0.8	-1.4	-0.3		±0.2	
	$r/h=0.20$	-0.5	-0.8	-0.5	-0.8	-0.3		±0.2	
Brisis mansardés	$\alpha=30^\circ$	-1.0	-1.5	-1.0	-1.5	-0.3		±0.2	
	$\alpha=45^\circ$	-1.2	-1.8	-1.3	-1.9	-0.4		±0.2	
	$\alpha=60^\circ$	-1.3	-1.9	-1.3	-1.9	-0.5		±0.2	

Tableau 5.2 : Coefficient de pression extérieure des toitures plates. (RNV2013)

Annexe 2 : Eléments principaux

❖ Chargements

Tableau V.7 : Les différents types de chargement

Cas	Type de charge	Liste					
1:G	poids propre	1A83 105A213 217A226 228A254	Structure entière	-Z	Coef=1,00	MEMO	
1:G	(EF) surfacique uniforme	217A224 226 228A230	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-70,00	global	non projetés
3:Q2	(EF) surfacique uniforme	243A246	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-100,00	global	non projetés
2:Q	(EF) surfacique uniforme	247A254	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-250,00	global	non projetés
4:Vent 0 deg sur. (+)	surfacique sur objet	217	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-97,38	local	MEMO:
4:Vent 0 deg sur. (+)	surfacique sur objet	218	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-60,86	local	MEMO:
4:Vent 0 deg sur. (+)	surfacique sur objet	219	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-97,38	local	MEMO:
4:Vent 0 deg sur. (+)	surfacique sur objet	220	PX=0,0	PY=0,0	PZ=97,38	local	MEMO:
4:Vent 0 deg sur. (+)	surfacique sur objet	221	PX=0,0	PY=0,0	PZ=97,38	local	MEMO:

4:Vent 0 deg sur. (+)	surfaccique sur objet	222	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-97,38	local	MEMO:
4:Vent 0 deg sur. (+)	surfaccique sur objet	223	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-97,38	local	MEMO:
4:Vent 0 deg sur. (+)	surfaccique sur objet	224	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-97,38	local	MEMO:
4:Vent 0 deg sur. (+)	surfaccique sur objet	225	PX=0,0	PY=0,0	PZ=97,38	local	MEMO:
4:Vent 0 deg sur. (+)	surfaccique sur objet	226	PX=0,0	PY=0,0	PZ=97,38	local	MEMO:
4:Vent 0 deg sur. (+)	surfaccique sur objet	228	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-97,38	local	MEMO:
4:Vent 0 deg sur. (+)	surfaccique sur objet	229	PX=0,0	PY=0,0	PZ=97,38	local	MEMO:
4:Vent 0 deg sur. (+)	surfaccique sur objet	230	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-97,38	local	MEMO:
5:Vent 90 deg sur. (+)	surfaccique sur objet	217	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-97,38	local	MEMO:
5:Vent 90 deg sur. (+)	surfaccique sur objet	218	PX=0,0	PY=0,0	PZ=97,38	local	MEMO:
5:Vent 90 deg sur. (+)	surfaccique sur objet	219	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-97,38	local	MEMO:
5:Vent 90 deg sur. (+)	surfaccique sur objet	220	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-60,86	local	MEMO:

5:Vent 90 deg sur. (+)	surfactive sur objet	221	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-60,86	local	MEMO:
5:Vent 90 deg sur. (+)	surfactive sur objet	222	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-97,38	local	MEMO:
5:Vent 90 deg sur. (+)	surfactive sur objet	223	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-97,38	local	MEMO:
5:Vent 90 deg sur. (+)	surfactive sur objet	224	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-97,38	local	MEMO:
5:Vent 90 deg sur. (+)	surfactive sur objet	225	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-60,86	local	MEMO:
5:Vent 90 deg sur. (+)	surfactive sur objet	226	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-60,86	local	MEMO:
5:Vent 90 deg sur. (+)	surfactive sur objet	228	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-97,38	local	MEMO:
5:Vent 90 deg sur. (+)	surfactive sur objet	229	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-60,86	local	MEMO:
5:Vent 90 deg sur. (+)	surfactive sur objet	230	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-97,38	local	MEMO:
6:Vent 180 deg sur. (+)	surfactive sur objet	217	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-97,38	local	MEMO:
6:Vent 180 deg sur. (+)	surfactive sur objet	218	PX=0,0	PY=0,0	PZ=97,38	local	MEMO:
6:Vent 180 deg sur. (+)	surfactive sur objet	219	PX=0,0	PY=0,0	PZ=60,86	local	MEMO:

6:Vent 180 deg sur. (+)	surfaccique sur objet	220	PX=0,0	PY=0,0	PZ=97,38	local	MEMO:
6:Vent 180 deg sur. (+)	surfaccique sur objet	221	PX=0,0	PY=0,0	PZ=97,38	local	MEMO:
6:Vent 180 deg sur. (+)	surfaccique sur objet	222	PX=0,0	PY=0,0	PZ=60,86	local	MEMO:
6:Vent 180 deg sur. (+)	surfaccique sur objet	223	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-97,38	local	MEMO:
6:Vent 180 deg sur. (+)	surfaccique sur objet	224	PX=0,0	PY=0,0	PZ=60,86	local	MEMO:
6:Vent 180 deg sur. (+)	surfaccique sur objet	225	PX=0,0	PY=0,0	PZ=97,38	local	MEMO:
6:Vent 180 deg sur. (+)	surfaccique sur objet	226	PX=0,0	PY=0,0	PZ=97,38	local	MEMO:
6:Vent 180 deg sur. (+)	surfaccique sur objet	228	PX=0,0	PY=0,0	PZ=60,86	local	MEMO:
6:Vent 180 deg sur. (+)	surfaccique sur objet	229	PX=0,0	PY=0,0	PZ=97,38	local	MEMO:
6:Vent 180 deg sur. (+)	surfaccique sur objet	230	PX=0,0	PY=0,0	PZ=60,86	local	MEMO:
7:Vent 270 deg sur. (+)	surfaccique sur objet	217	PX=0,0	PY=0,0	PZ=60,86	local	MEMO:
7:Vent 270 deg sur. (+)	surfaccique sur objet	218	PX=0,0	PY=0,0	PZ=97,38	local	MEMO:

7:Vent 270 deg sur. (+)	surfacique sur objet	219	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-97,38	local	MEMO:
7:Vent 270 deg sur. (+)	surfacique sur objet	220	PX=0,0	PY=0,0	PZ=97,38	local	MEMO:
7:Vent 270 deg sur. (+)	surfacique sur objet	221	PX=0,0	PY=0,0	PZ=97,38	local	MEMO:
7:Vent 270 deg sur. (+)	surfacique sur objet	222	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-97,38	local	MEMO:
7:Vent 270 deg sur. (+)	surfacique sur objet	223	PX=0,0	PY=0,0	PZ=60,86	local	MEMO:
7:Vent 270 deg sur. (+)	surfacique sur objet	224	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-97,38	local	MEMO:
7:Vent 270 deg sur. (+)	surfacique sur objet	225	PX=0,0	PY=0,0	PZ=97,38	local	MEMO:
7:Vent 270 deg sur. (+)	surfacique sur objet	226	PX=0,0	PY=0,0	PZ=97,38	local	MEMO:
7:Vent 270 deg sur. (+)	surfacique sur objet	228	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-97,38	local	MEMO:
7:Vent 270 deg sur. (+)	surfacique sur objet	229	PX=0,0	PY=0,0	PZ=97,38	local	MEMO:
7:Vent 270 deg sur. (+)	surfacique sur objet	230	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-97,38	local	MEMO:

❖ Combinaison de calcul

Tableau V.8 : Les différentes combinaisons de calcul

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la combinaison	Nature du cas	Définition
11 (C) (CQC)	COMB34	Combinaison linéaire	ELS	Structurelle	$(1+9+10)*1.00$
12 (C)	G+1.5V	Combinaison linéaire	ELU	Structurelle	$1*1.00+4*1.50$
13 (C)	G+1.5V	Combinaison linéaire	ELU	Structurelle	$1*1.00+5*1.50$
14 (C)	G+1.5V	Combinaison linéaire	ELU	Structurelle	$1*1.00+6*1.50$
15 (C)	G+1.5V	Combinaison linéaire	ELU	Structurelle	$1*1.00+7*1.50$
16 (C)	1.35G+1.5Q+0.9V	Combinaison linéaire	ELU	Structurelle	$1*1.35+2*1.50+4*0.90$
17 (C)	1.35G+1.5Q+0.9V	Combinaison linéaire	ELU	Structurelle	$1*1.35+2*1.50+5*0.90$
18 (C)	1.35G+1.5Q+0.9V	Combinaison linéaire	ELU	Structurelle	$1*1.35+2*1.50+6*0.90$
19 (C)	1.35G+1.5Q+0.9V	Combinaison linéaire	ELU	Structurelle	$1*1.35+2*1.50+7*0.90$
20 (C)	G+Q	Combinaison linéaire	ELS	Structurelle	$(1+2)*1.00$
21 (C)	G+V	Combinaison linéaire	ELS	Structurelle	$(1+4)*1.00$
22 (C)	G+V	Combinaison linéaire	ELS	Structurelle	$(1+5)*1.00$
23 (C)	G+V	Combinaison linéaire	ELS	Structurelle	$(1+7)*1.00$
24 (C) (CQC)	COMB35	Combinaison linéaire	ELS	Structurelle	$(1+2+10)*1.00$
25 (C)	G+V+0.6Q	Combinaison linéaire	ELU	Structurelle	$(1+4)*1.00+2*0.60$
26 (C)	G+V+0.6Q	Combinaison linéaire	ELS	Structurelle	$(1+5)*1.00+2*0.60$
27 (C)	G+V+0.6Q	Combinaison linéaire	ELS	Structurelle	$(1+6)*1.00+2*0.60$
28 (C)	G+V+0.6Q	Combinaison linéaire	ELS	Structurelle	$(1+7)*1.00+2*0.60$
29 (C)	G+Q+0.6V	Combinaison linéaire	ELS	Structurelle	$(1+2)*1.00+4*0.60$
30 (C)	G+Q+0.6V	Combinaison linéaire	ELU	Structurelle	$(1+2)*1.00+5*0.60$
31 (C)	G+Q+0.6V	Combinaison linéaire	ELS	Structurelle	$(1+2)*1.00+6*0.60$
32 (C)	G+Q+0.6V	Combinaison linéaire	ELS	Structurelle	$(1+2)*1.00+7*0.60$
33 (C) (CQC)	G+Q+EX	Combinaison linéaire	ACC	Structurelle	$(1+2+9)*1.00$
34 (C) (CQC)	G+Q+ Ey	Combinaison linéaire	ACC	Structurelle	$(1+2+10)*1.00$
35 (C) (CQC)	G+Q+ 1.2Ex	Combinaison linéaire	ACC	Structurelle	$(1+2)*1.00+9*1.20$

36 (C) (CQC)	G+Q+ 1.2Ey	Combinais on linéaire	ACC	Structurelle	$(1+2)*1.00+10*1.20$
37 (C) (CQC)	0.8G+ Ex	Combinais on linéaire	ACC	Structurelle	$1*0.80+9*1.00$
38 (C) (CQC)	0.8G+ Ey	Combinais on linéaire	ACC	Structurelle	$1*0.80+10*1.00$
39 (C) (CQC)	G+Q-Ex	Combinais on linéaire	ACC	Structurelle	$(1+2)*1.00+9*-1.00$
40 (C) (CQC)	G+Q-Ey	Combinais on linéaire	ACC	Structurelle	$(1+2)*1.00+10*-1.00$
41 (C) (CQC)	COMB36	Combinais on linéaire	ELS	Structurelle	$1*0.80+9*1.00$
42 (C) (CQC)	COMB37	Combinais on linéaire	ELS	Structurelle	$1*0.80+10*1.00$
43 (C) (CQC)	0.8G-Ex	Combinais on linéaire	ACC	Structurelle	$1*0.80+9*-1.00$
44 (C)	G+1.5V+0.9Q	Combinais on linéaire	ELU	Structurelle	$1*1.00+4*1.50+2*0.90$
45 (C)	G+1.5V+0.9Q	Combinais on linéaire	ELU	Structurelle	$1*1.00+5*1.50+2*0.90$
46 (C)	G+1.5V+0.9Q	Combinais on linéaire	ELU	Structurelle	$1*1.00+6*1.50+2*0.90$
47 (C)	G+1.5V+0.9Q	Combinais on linéaire	ELU	Structurelle	$1*1.00+7*1.50+2*0.90$
48 (C) (CQC)	COMB38	Combinais on linéaire	ELS	Structurelle	$1*0.80+9*-1.00$
49 (C) (CQC)	COMB39	Combinais on linéaire	ELS	Structurelle	$1*0.80+10*-1.00$

Annexe 3 : Etude sismique

❖ Les valeurs de coefficient d'accélération de la zone (A)

Tableau 4.1² : Coefficient d'accélération de zone A. (RPA99/2003)

Groupe d'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

❖ Les valeurs du pourcentage d'amortissement critique (ξ)

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%). (RPA99/2003)

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

² Les numéros de figures et tableaux sont ceux du RPA 2003

❖ Les valeurs du coefficient de comportement global de la structure (R)

Tableau 4.3 : Valeurs du coefficient de comportement R. (RPA99/2003)

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<u>A</u>	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
<u>B</u>	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
<u>C</u>	<u>Maçonnerie</u>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5
<u>D</u>	<u>Autres systèmes</u>	
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3,5
16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	4
17	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	2

❖ Les valeurs du coefficient de pondération (β)**Tableau 4.5** : Valeurs du coefficient de pondération β . (RPA99/2003)

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises.	0.30
3	Entrepôts, hangars.	0.40
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés.	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus.	0.60

Annexe 4 : Résultats des assemblages

❖ Assemblage Poteau – Poutre (HEB280 – IPE300)

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019</p> <p>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	
---	---	---

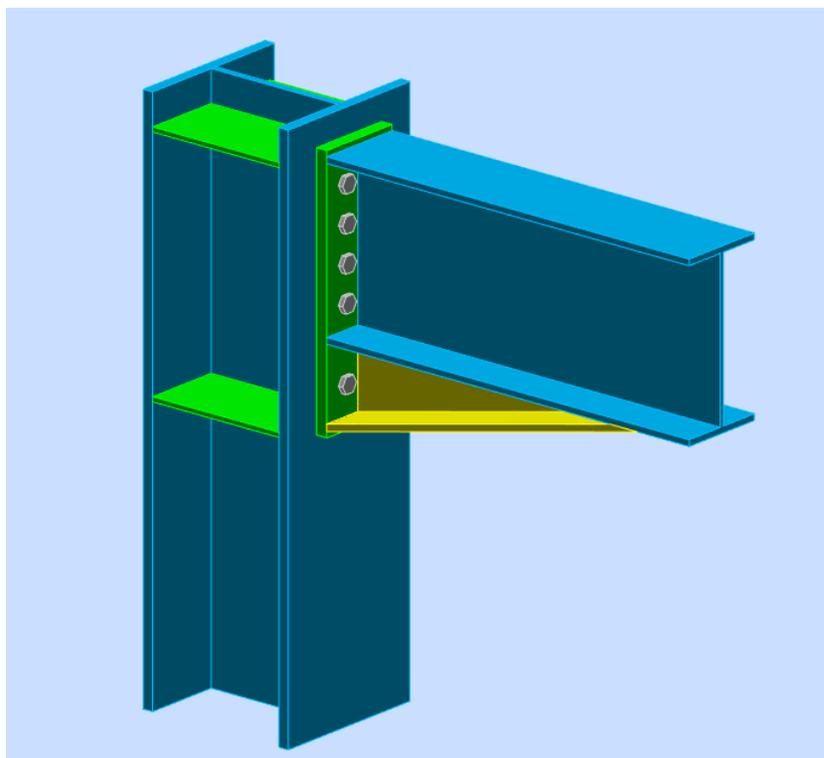


Fig.VII.3 : Schéma 3D d'assemblage (Traverse - Poteau)

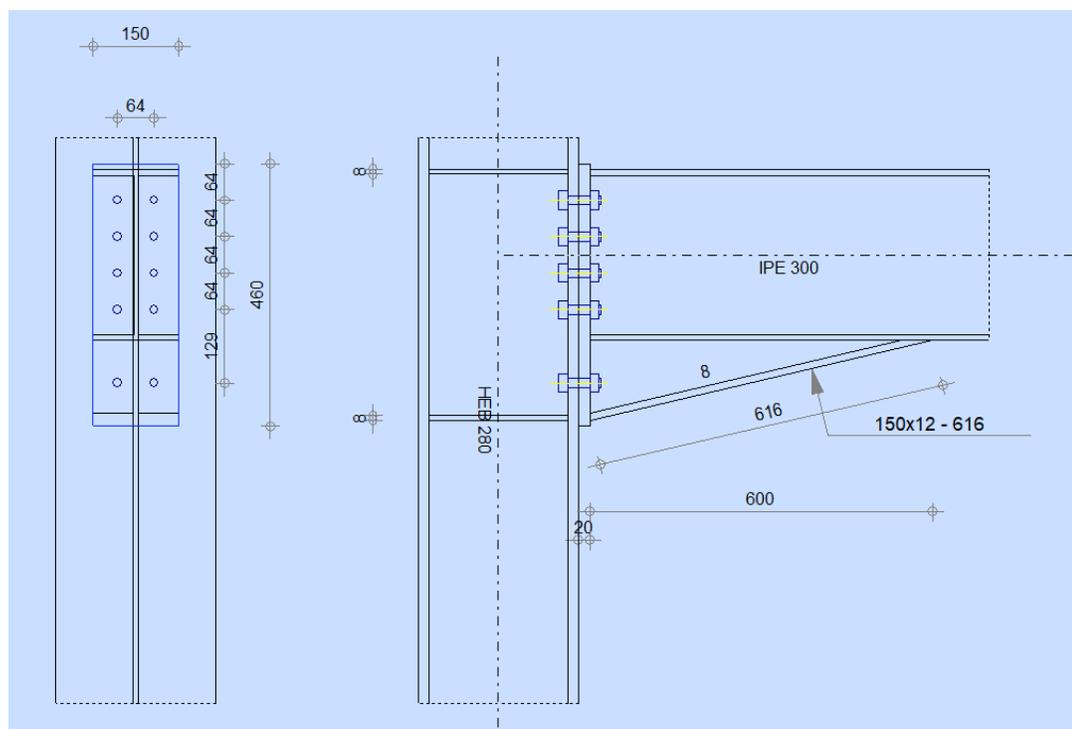


Fig.VII.4 : Schéma d'assemblage (Traverse - Poteau)

GÉNÉRAL

Assemblage N°:	21
Nom de l'assemblage :	Poutre - poteau
Noeud de la structure:	154
Barres de la structure:	8, 122

GÉOMÉTRIE

POTEAU

Profilé:	HEB 280
Barre N°:	8
$\alpha =$	-90,0 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_c =$	280 [mm] Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	280 [mm] Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	11 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	18 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	24 [mm] Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	131,36 [cm ²] Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	19270,30 [cm ⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	S 275
$f_{yc} =$	275,00 [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé:	IPB 300		
Barre N°:	122		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	300	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	150	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	7	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	53,81	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	8356,11	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 275		
$f_{yb} =$	275,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	11304,00	[daN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	64	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	64	[mm]	
Entraxe $p_i =$	64; 64; 64; 129	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	460	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	150	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	S 275		
$f_{yp} =$	275,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d =$	150	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	140	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	600	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	13,1	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	S 275		
$f_{ybu} =$	275,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	244	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	135	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	S 275		
$f_{ysu} =$	275,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	244	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	135	[mm]	Largeur du raidisseur

Inférieur

$h_{sd} =$	244	[mm]	Hauteur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	S 275		
$f_{ysu} =$	275,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	5	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	8	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	5	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS**Etat limite: ultime**

Cas: 17: $1.35G+1.5Q+0.9V$ $1*1.35+2*1.50+5*0.90$

$M_{b1,Ed} =$	13935,88	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	11687,36	[daN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	0,35	[daN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	6011,13	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	3362,60	[daN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-32243,19	[daN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} =$	166,84	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} =$	90,67	[daN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} =$	-15721,50	[daN]	Effort axial dans le poteau supérieur

RÉSULTATS**RÉSISTANCES DE LA POUTRE****TRACTION**

$A_b =$	53,81	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.3]
$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{tb,Rd} =$	147977,50	[daN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	36,88	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	58554,39	[daN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$			$0,20 < 1,00$	vérifié (0,20)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	628,36	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	17279,90	[daN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} =$	1046,49	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
------------	---------	--------------------	---------------------------------	--------------------

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{cb,Rd} = 28778,60$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 28778,60$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_f = 428$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$
 $F_{c,fb,Rd} = 67163,01$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 0,0$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 13,1$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 204$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 25,68$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,84$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 207,30$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 0,95$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd1} = 135820,96$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 249$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,07$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,76$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2} = 103240,42$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$

$F_{c,wb,Rd,low} = 103240,42$ [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

RÉSISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 13935,88$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0,00$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = 3362,60$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = 90,67$ [daN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$Z = 348$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / Z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed} = 38428,23$ [daN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} = 41,09$ [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc} = 41,09$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$d_s = 432$ [mm] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,fc,Rd} = 623,70$ [daN*m] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,stu,Rd} = 123,20$ [daN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,sti,Rd} = 123,20$ [daN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$V_{wp,Rd} = 0,9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$

$V_{wp,Rd} = 62173,09$ [daN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,62 < 1,00$ **vérifié** (0,62)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$b_{eff,c,wc} = 285$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vc} = 41,09$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,77$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$\sigma_{com,Ed} = 55,12$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$A_s = 17,94$ [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$

$F_{c,wc,Rd1} = 112634,81$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 196$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 0,76$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,97$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_s = 2,38$ Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$\chi_s = 1,00$ Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$

$F_{c,wc,Rd2} = 110752,90$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$

$F_{c,wc,Rd} = 110752,90$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMÈTRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	8	-	108	-	64	47	60	47	60	88	10	10	10
2	8	-	108	-	64	47	165	47	165	128	64	64	64
3	8	-	108	-	64	47	165	47	165	128	64	64	64
4	8	-	108	-	97	47	165	47	165	193	97	97	97
5	8	-	108	-	129	47	60	47	60	153	42	42	42

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMÈTRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	23	-	43	-	64	143	151	143	151	136	111	111	111
2	23	-	43	-	64	143	145	143	145	128	64	64	64
3	23	-	43	-	64	143	145	143	145	128	64	64	64
4	23	-	43	-	97	143	145	143	145	193	97	97	97
5	23	-	43	-	129	143	145	143	145	201	137	137	137

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE À LA TRACTION

$F_{t,Rd} = 11304,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 28011,95$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd} , n_v n_h F_{t,Rd} , n_v n_h B_{p,Rd})$	
$N_{j,Rd} = 113040,00$ [daN] Résistance de l'assemblage à la traction	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$ vérifié (0,00)

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE À LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 11304,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd} = 28011,95$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement	[Tableau 3.4]
$F_{t,fc,Rd}$	– résistance de la semelle du poteau à la flexion
$F_{t,wc,Rd}$	– résistance de l'âme du poteau à la traction
$F_{t,ep,Rd}$	– résistance de la platine fléchée à la flexion
$F_{t,wb,Rd}$	– résistance de l'âme à la traction
$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$	[6.2.6.4] , [Tab.6.2]
$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$	[6.2.6.3.(1)]
$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$	[6.2.6.5] , [Tab.6.2]
$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$	[6.2.6.8.(1)]

RÉSISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	13568,75	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 13568,75$	13568,75	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 27962,45$	27962,45	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 56023,90$	56023,90	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 62173,09$	62173,09	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 110752,90$	110752,90	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 67163,01$	67163,01	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 103240,42$	103240,42	Ame de la poutre - compression

RÉSISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	7264,83	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 13568,75$	13568,75	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 27962,45$	27962,45	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 56023,90$	56023,90	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 62173,09 - 13568,75$	48604,35	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 110752,90 - 13568,75$	97184,16	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 67163,01 - 13568,75$	53594,26	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 103240,42 - 13568,75$	89671,67	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 44474,17 - 13568,75$	30905,42	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 20833,58 - 13568,75$	7264,83	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 43848,70 - 13568,75$	30279,95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 34097,51 - 13568,75$	20528,77	Ame de la poutre - traction - groupe

RÉSISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	13568,75	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 13568,75$	13568,75	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 27962,45$	27962,45	Ame de la poutre - traction

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$B_{p,Rd} = 56023,90$	56023,90	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^2 F_{ti,Rd} = 62173,09 - 20833,58$	41339,51	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 110752,90 - 20833,58$	89919,32	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 67163,01 - 20833,58$	46329,43	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 103240,42 - 20833,58$	82406,84	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 45216,00 - 7264,83$	37951,17	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 34630,16 - 7264,83$	27365,33	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 67824,00 - 20833,58$	46990,42	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 36924,86 - 20833,58$	16091,28	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 38847,32 - 7264,83$	31582,49	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 24992,00 - 7264,83$	17727,17	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 63272,36 - 20833,58$	42438,78	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 46593,51 - 20833,58$	25759,93	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	13568,75	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 13568,75$	13568,75	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 27962,45$	27962,45	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 56023,90$	56023,90	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 62173,09 - 34402,33$	27770,77	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 110752,90 - 34402,33$	76350,58	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 67163,01 - 34402,33$	32760,68	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 103240,42 - 34402,33$	68838,09	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 45216,00 - 13568,75$	31647,25	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 41981,02 - 13568,75$	28412,28	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 67824,00 - 20833,58$	46990,42	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 54249,83 - 20833,58$	33416,25	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 90432,00 - 34402,33$	56029,67	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 55876,09 - 34402,33$	21473,76	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 42332,78 - 13568,75$	28764,03	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 31337,63 - 13568,75$	17768,88	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 61756,44 - 20833,58$	40922,86	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 43833,62 - 20833,58$	23000,04	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 86181,47 - 34402,33$	51779,15	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 65435,14 - 34402,33$	31032,81	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	13568,75	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 13568,75$	13568,75	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 27962,45$	27962,45	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 56023,90$	56023,90	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^4 F_{ti,Rd} = 62173,09 - 47971,08$	14202,02	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 110752,90 - 47971,08$	62781,83	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 67163,01 - 47971,08$	19191,93	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 103240,42 - 47971,08$	55269,34	Ame de la poutre - compression

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 13568,75$	31647,25	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 37155,27 - 13568,75$	23586,53	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 67824,00 - 27137,49$	40686,51	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 50415,40 - 27137,49$	23277,91	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 90432,00 - 34402,33$	56029,67	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 60823,43 - 34402,33$	26421,10	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 113040,00 - 47971,08$	65068,92	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 62187,48 - 47971,08$	14216,40	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 13568,75$	31647,25	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 45583,32 - 13568,75$	32014,57	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 67824,00 - 27137,49$	40686,51	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 58079,32 - 27137,49$	30941,82	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 89004,81 - 34402,33$	54602,49	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 70575,32 - 34402,33$	36172,99	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 113040,00 - 47971,08$	65068,92	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 92176,83 - 47971,08$	44205,76	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	380	13568,75	22608,00	13568,75	22608,00	27962,45	22608,00	56023,90
2	316	7264,83	22608,00	13568,75	22608,00	27962,45	22608,00	56023,90
3	252	13568,75	22608,00	13568,75	22608,00	27962,45	22608,00	56023,90
4	188	13568,75	22608,00	13568,75	22608,00	27962,45	22608,00	56023,90
5	59	13568,75	22608,00	13568,75	22608,00	27962,45	22608,00	56023,90

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 14212,70 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,98 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,98)$$

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,97 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 9406,68 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 11304,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 23162,67 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 24768,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	22608,00	0,07	13568,75	13304,47	13304,54	10905,19
2	22608,00	0,07	7264,83	7123,34	7123,41	14579,24
3	22608,00	0,07	13568,75	13304,47	13304,54	10905,19
4	22608,00	0,07	13568,75	13304,47	13304,54	10905,19
5	22608,00	0,07	13568,75	13304,47	13304,54	10905,19

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$			
$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$			
$V_{j,Rd} = n_h \sum_{i=1}^n F_{vj,Rd}$			[Tableau 3.4]
$V_{j,Rd} = 58200,00$ [daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		[Tableau 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,20 < 1,00$	vérifié	(0,20)

RÉSISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 100,81$ [cm ²]	Aire de toutes les soudures		[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} = 63,18$ [cm ²]	Aire des soudures horizontales		[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} = 37,63$ [cm ²]	Aire des soudures verticales		[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} = 26330,20$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.		[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 90,77$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 79,66$ [MPa]	Contraintes dans la soudure verticale		[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} = 31,06$ [MPa]	Contrainte tangentielle		[4.5.3.2(5)]
$\beta_w = 0,85$	Coefficient de corrélation		[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$181,55 < 404,71$	vérifié	(0,45)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$168,16 < 404,71$	vérifié	(0,42)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	$90,77 < 309,60$	vérifié	(0,29)

RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} = 4$ [mm]	Epaisseur de la plaquette		[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} = 12$ [mm]	Hauteur de la tête du boulon		[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} = 16$ [mm]	Hauteur de l'écrou du boulon		[6.2.6.3.(2)]
$L_b = 60$ [mm]	Longueur du boulon		[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} = 4$ [mm]	Coefficient de rigidité des boulons		[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	9,45	248,63
1	380	0	120	67	0	1,04	39,53
2	316	1	579	39	1	3,27	103,26
3	252	1	579	39	1	2,61	65,65
4	188	1	579	59	1	1,96	36,85
5	59	1	516	83	1	0,57	3,34

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=3}^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$
 $Z_{eq} = 263$ [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$
 $k_{eq} = 4$ [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$A_{vc} = 41,09$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:6.2.6.(3)

$\beta = 1,00$ Paramètre de transformation [5.3.(7)]

$z = 263$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$k_1 = 6$ [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement [6.3.2.(1)]

$k_2 = \infty$ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression [6.3.2.(1)]

$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini} = 3253168,07$ [daN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\mu = 2,83$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

$S_j = 1147952,23$ [daN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 2339710,80$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 146231,92$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

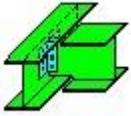
$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DU POTEAU EN TRACTION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

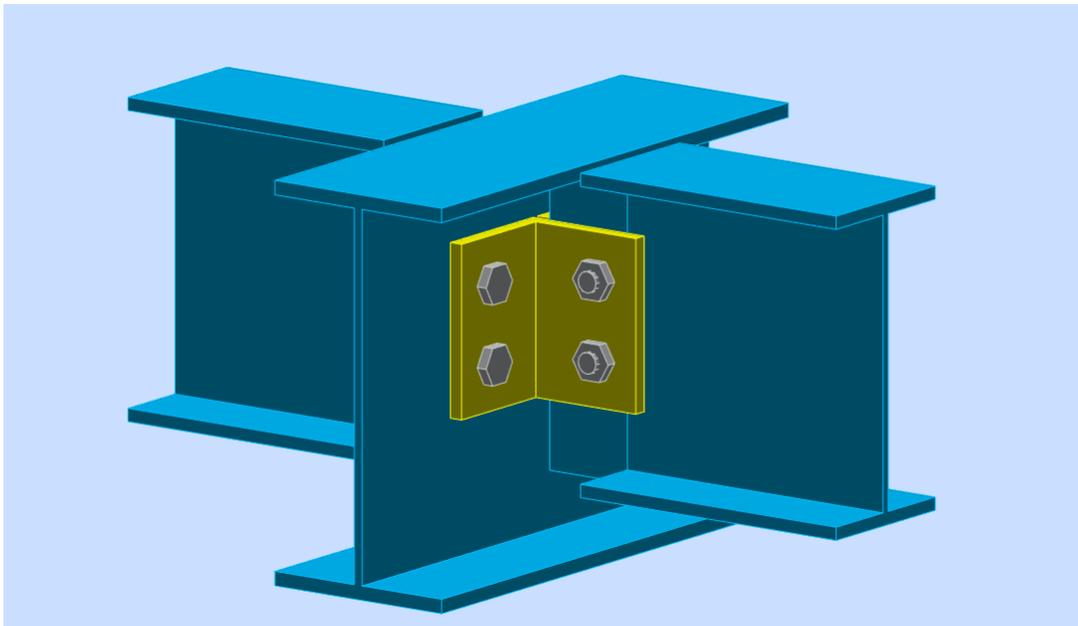
Ratio 0,98

❖ **Assemblage Poutre – Poutre (IPE240 – IPE300)**

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio
0,81**Fig.VII.5 : Schéma 3D d'assemblage (poutre - poutre)**

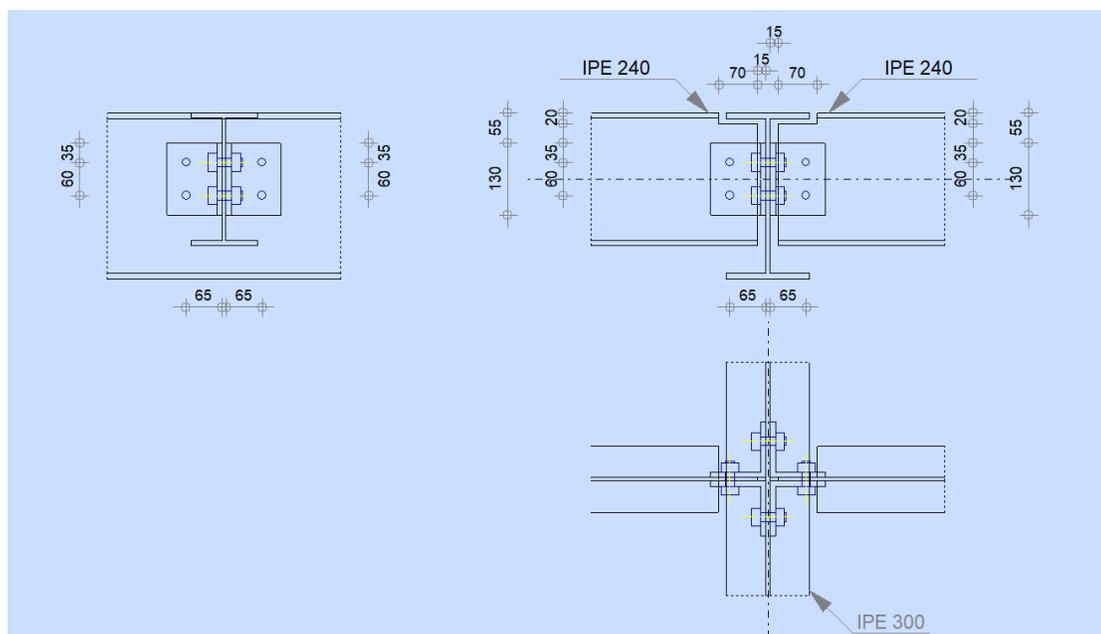


Fig.VII.6 : Schéma d'assemblage (poutre - poutre)

GÉNÉRAL

Assemblage N°:	14
Nom de l'assemblage :	Poutre-poutre (âme)
Noeud de la structure:	176
Barres de la structure:	121, 145, 142

GÉOMÉTRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé:	IPE 300
Barre N°:	121
$\alpha =$	-90,0 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_g =$	300 [mm] Hauteur de la section poutre principale
$b_{fg} =$	150 [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
$t_{wg} =$	7 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
$t_{fg} =$	11 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
$r_g =$	15 [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
$A_p =$	53,81 [cm ²] Aire de la section de la poutre principale
$I_{yp} =$	8356,11 [cm ⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale
Matériau:	S 275
$f_{yg} =$	275,00 [MPa] Résistance de calcul
$f_{ug} =$	430,00 [MPa] Résistance à la traction

GAUCHE

POUTRE

Profilé:	IPE 240		
Barre N°:	145		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	240	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{bl} =$	120	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	6	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{tbl} =$	10	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	39,12	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{ybl} =$	3891,63	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 275		
$f_{ybl} =$	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ubl} =$	430,00	[MPa]	Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 =$	20	[mm]	Encoche supérieur
$h_2 =$	0	[mm]	Encoche inférieure
$l =$	70	[mm]	Longueur de l'encoche

CORNIÈRE

Profilé:	CAE 100x10		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{kl} =$	100	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_{kl} =$	100	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fkl} =$	10	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_{kl} =$	12	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_{kl} =$	130	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	S 275		
$f_{ykl} =$	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ukl} =$	430,00	[MPa]	Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE À LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8		Classe du boulon
$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	400,00	[MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	35	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60	[mm]	Entraxe

DROITE

POUTRE

Profilé:	IPE 240		
Barre N°:	142		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	240	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{br} =$	120	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	6	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	39,12	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{ybr} =$	3891,63	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 275		
$f_{ybr} =$	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ubr} =$	430,00	[MPa]	Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 =$	20	[mm]	Encoche supérieur
$h_2 =$	0	[mm]	Encoche inférieure
$l =$	70	[mm]	Longueur de l'encoche

CORNIÈRE

Profilé:	CAE 100x10		
$h_{kr} =$	100	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_{kr} =$	100	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fkr} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_{kr} =$	12	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_{kr} =$	130	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	S 275		
$f_{ykr} =$	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ukr} =$	430,00	[MPa]	Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE À LA POUTRE PRINCIPALE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8		Classe du boulon
$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	400,00	[MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	35	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60	[mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE À LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8		Classe du boulon
$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4,8		Classe du boulon
$A_v =$	2,01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	400,00	[MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	35	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60	[mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 18: 1.35G+1.5Q+0.9V 1*1.35+2*1.50+6*0.90

GAUCHE

$N_{b2,Ed} =$	0,00	[daN]	Effort axial
$V_{b2,Ed} =$	3228,48	[daN]	Effort tranchant
$M_{b2,Ed} =$	-0,00	[daN*m]	Moment fléchissant

DROITE

$N_{b1,Ed} =$	0,04	[daN]	Effort axial
$V_{b1,Ed} =$	3228,48	[daN]	Effort tranchant
$M_{b1,Ed} =$	0,00	[daN*m]	Moment fléchissant

RÉSULTATS

GAUCHE

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE À LA POUTRE PRINCIPALE

RÉSISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 3860,39$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
 $F_{t,Rd} = 4521,60$ [daN] Résistance d'un boulon à la traction $F_{t,Rd} = 0.9 * f_u * A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 8918,52$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 8918,52$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIÈRE

cisaillement des boulons

$e =$	68 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
$M_0 =$	109,9 3 [daN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 * V_{b2,Ed} * e$
$F_{Vz} =$	807,1 2 [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = 0.5 * V_{b1,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	1832, 16 [daN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x2,Ed} =$	1832, 16 [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x2,Ed} = F_{Mx}$
$F_{z2,Ed} =$	807,1 2 [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z2,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	2002, 06 [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} =$	8918, 52 [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = F_{bRd2x}$
$F_{Rdz} =$	8918, 52 [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = F_{bRd2z}$

$ F_{x2,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 1832,16 < 8918,52$	vérifié	(0, 21)
$ F_{z2,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 807,12 < 8918,52$	vérifié	(0, 09)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$2002,06 < 3860,39$	vérifié	(0, 52)

Traction des boulons

$e =$	69 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$M_{0t} =$	110,6 6 [daN*m]	Moment fléchissant réel	$M_{0t} = 0.5 * V_{b2,Ed} * e$
$F_{t,Ed} =$	1844, 27 [daN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{tRd}$	$1844,27 < 4521,60$	vérifié	(0, 41)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} =$	2002,06 [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]}$
$F_{v,Ed} / F_{vRd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,81 < 1,00$	vérifié	(0, 81)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE À LA POUTRE

RÉSISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 7720,78$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 0,93$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,93 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 7899,26$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 0,86$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,86 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1z} = 7346,31$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
Pression du boulon sur la cornière			
Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} = 0,65$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,65 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2x} = 17837,04$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 0,65$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,65 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2z} = 17837,04$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIÈRE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 69$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale		
$M_0 = 221,3$ [daN*m]	Moment fléchissant réel		$M_0 = M_{b2,Ed} + V_{b2,Ed} * e$
$F_{Nx} = 0,00$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		$F_{Nx} = N_{b2,Ed} / n$
$F_{Vz} = 1614,24$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant		$F_{Vz} = V_{b2,Ed} / n$
$F_{Mx} = 3688,54$ [daN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x		$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} = 0,00$ [daN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z		$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 3688,54$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z2,Ed} = 1614,24$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z2,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 4026,30$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 7899,26$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 7346,31$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 3688,54 < 7899,26$	vérifié	(0,47)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 1614,24 < 7346,31$	vérifié	(0,22)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$4026,30 < 7720,78$	vérifié	(0,52)

VÉRIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIÈRE

$A_{nt} = 4,20$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 5,20$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 22704,11$ [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$$|0,5 \cdot N_{b2,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |0,00| < 22704,11 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

POUTRE

$A_{nt} = 2,60$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 5,08$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 17029,69$ [daN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$$|N_{b2,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |0,00| < 17029,69 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

VÉRIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)**CORNIÈRE**

$A_{nt} = 2,60$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 6,80$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 15268,45$ [daN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$$|0,5 \cdot V_{b2,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |1614,24| < 15268,45 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

POUTRE

$A_{nt} = 2,54$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 6,39$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 14511,38$ [daN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$$|V_{b2,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |3228,48| < 14511,38 \quad \text{vérifié} \quad (0,22)$$

VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIÈRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 6,50$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 4,70$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0,9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,65 < 0,80$$

$W_{net} = 27,22$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 748,49$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |110,66| < 748,49 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

$A_v = 13,00$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement $A_v = I_a \cdot t_f a$

$A_{v,net} = 9,40$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$

$V_{pl,Rd} = 20640,27$ [daN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$$|0,5 \cdot V_{b2,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |1614,24| < 20640,27 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 6,82$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 4,59$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0,9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,61 < 0,80$$

$W_{net} = 46,98$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 1291,94$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |221,31| < 1291,94 \quad \text{vérifié} \quad (0,17)$$

$A_v = 13,64$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$A_{v,net} = 11,41$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$

$V_{pl,Rd} = 21656,41$ [daN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$$V_{b2,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |3228,48| < 21656,41 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

DROITE**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE À LA POUTRE PRINCIPALE****RÉSISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 3860,39$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

$F_{t,Rd} = 4521,60$ [daN] Résistance d'un boulon à la traction $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 8918,52$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 8918,52$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIÈRE**cisaillement des boulons**

$e = 68$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 109,9$ [daN*
3 m] Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 \cdot V_{b2,Ed} \cdot e$

$F_{Vz} = 807,1$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b2,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 1832,16$ [daN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$

$F_{x1,Ed} = 1832,16$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x1,Ed} = F_{Mx}$

$F_{z1,Ed} = 807,12$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z1,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 2002,06$ [daN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed})^2 + (F_{z,Ed})^2}$

$F_{Rdx} = 8918,52$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = F_{bRd2x}$

$F_{Rdz} = 8918,52$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = F_{bRd2z}$

$|F_{x1,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|1832,16| < 8918,52$ **vérifié** (0,21)

$|F_{z1,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|807,12| < 8918,52$ **vérifié** (0,09)

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ $2002,06 < 3860,39$ **vérifié** (0,52)

Traction des boulons

$e = 69$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_{0t} = 110,6$ [daN*
6 m] Moment fléchissant réel $M_{0t} = 0.5 \cdot (M_{b1,Ed} + V_{b1,Ed} \cdot e)$

$e =$	69 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$F_{t,Ed}$	1844,28 [daN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	1844,28 < 4521,60		vérifié (0,41)
Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon			
$F_{v,Ed}$	2002,06 [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	0,81 < 1,00		vérifié (0,81)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE À LA POUTRE

RÉSISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 7720,78$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,93$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0,93 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 7899,26$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ 0,86 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 7346,31$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0,65 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 17837,04$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ 0,65 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 17837,04$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIÈRE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 69$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_0 = 221,3$ [daN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = V_{b1,Ed} * e$

$F_{Nx} = 0,02$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{Nx} = |N_{b1,Ed}| / n$

$F_{Vz} = 1614,24$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = |V_{b1,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 3688,54$ [daN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$e =$	69 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale		
$F_{Mz} =$	0,00 [daN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	$F_{Mz} = M_0 \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$	
$F_{x,Ed} =$	3688,56 [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$	
$F_{z1,Ed} =$	1614,24 [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z1,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$	
$F_{Ed} =$	4026,32 [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$	
$F_{Rdx} =$	7899,26 [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$	
$F_{Rdz} =$	7346,31 [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$	
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$ 3688,56 < 7899,26$	vérifié	(0,47)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$ 1614,24 < 7346,31$	vérifié	(0,22)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$		$4026,32 < 7720,78$	vérifié	(0,52)

VÉRIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIÈRE

$A_{nt} =$	4,20 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} =$	5,20 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} =$	22704,11 [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$	
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$		$ 0,02 < 22704,11$	vérifié	(0,00)

POUTRE

$A_{nt} =$	2,60 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} =$	5,08 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} =$	17029,69 [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$	
$ N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$		$ 0,04 < 17029,69$	vérifié	(0,00)

VÉRIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIÈRE

$A_{nt} =$	2,60 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} =$	6,80 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} =$	15268,45 [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$	
$ 0.5 \cdot V_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$		$ 1614,24 < 15268,45$	vérifié	(0,11)

POUTRE

$A_{nt} =$	2,54 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} =$	6,39 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} =$	14511,38 [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$	
$ V_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$		$ 3228,48 < 14511,38$	vérifié	(0,22)

VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIÈRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t =$	6,50	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	4,70	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$	0,65	<	0,80	
$W_{net} =$	27,22	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	748,49	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/\gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	110,66	<	748,49	vérifié (0,15)
$A_v =$	13,00	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = I_a*t_f$
$A_{v,net} =$	9,40	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v*d_0$
$V_{pl,Rd} =$	20640,27	[daN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net}*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})$
$ 0.5*V_{b1,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	1614,24	<	20640,27	vérifié (0,08)

VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t =$	6,82	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	4,59	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$	0,61	<	0,80	
$W_{net} =$	46,98	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	1291,94	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/\gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	221,31	<	1291,94	vérifié (0,17)
$A_v =$	13,64	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	
$A_{v,net} =$	11,41	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v*d_0$
$V_{pl,Rd} =$	21656,41	[daN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net}*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})$
$ V_{b1,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	3228,48	<	21656,41	vérifié (0,15)

VÉRIFICATION DE LA POUTRE PRINCIPALE

PRESSIION DU BOULON SUR L'ÂME DE LA POUTRE PRINCIPALE

Direction x				
$k_x =$	2,50		Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_x = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_x > 0.0$	2,50	>	0,00	vérifié
$\alpha_{bx} =$	0,93		Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,93	>	0,00	vérifié
$F_{b,Rdx} =$	9088,00	[daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rdx} = k_x*\alpha_{bx}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$
Direction z				
$k_z =$	2,50		Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_z = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_z > 0.0$	2,50	>	0,00	vérifié
$\alpha_{bz} =$	0,86		Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	0,86	>	0,00	vérifié
$F_{b,Rdz} =$	8412,71	[daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rdz} = k_z*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

FORCE RÉSUULTANTE AGISSANT SUR LE BOULON DE RIVE

$F_{x,Ed} =$	3664,32	[daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x1,Ed} + F_{x2,Ed}$
$F_{z,Ed} =$	1614,24	[daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{z1,Ed} + F_{z2,Ed}$

$F_{x,Ed} = 3664,32$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x			$F_{x,Ed} = F_{x1,Ed} + F_{x2,Ed}$
$ F_{x,Ed} \leq F_{b,Rdx}$	$ 3664,32 < 9088,00$	vérifié		(0,40)
$ F_{z,Ed} \leq F_{b,Rdz}$	$ 1614,24 < 8412,71$	vérifié		(0,19)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,81

❖ Assemblage Poteau - sablier (HEB280 - IPE240)

Le calcul d'assemblage du poteau – sablier (HEB280 – IPE240) est calculer avec un autre logiciel qui s'appelle Advence.

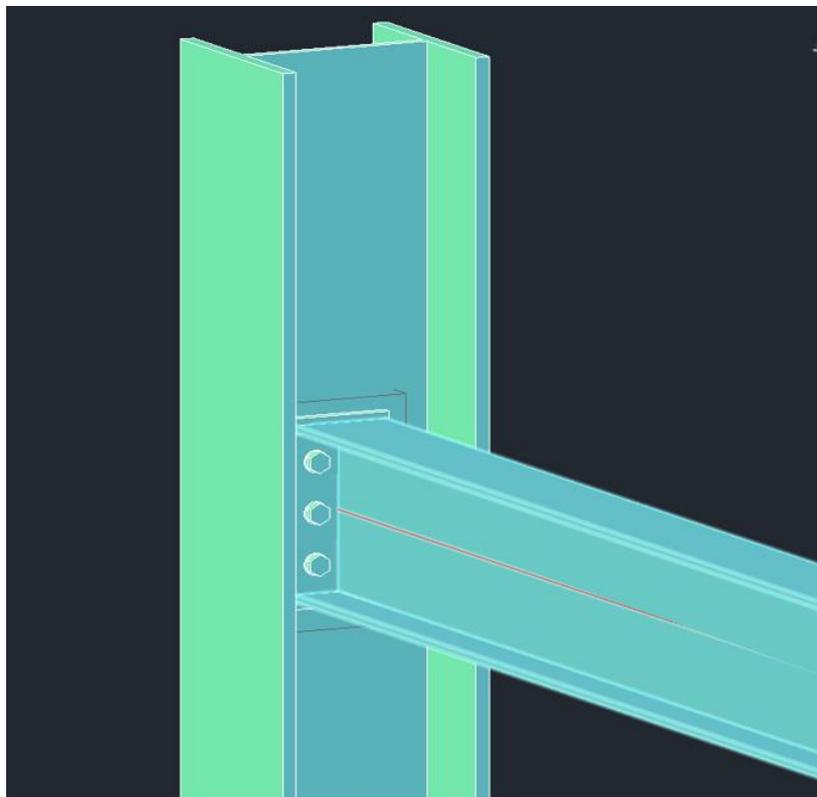


Fig.VII.7 : Schéma 3D d'assemblage (poteau-sablier)

❖ Éléments assemblés

Élément	Profils	Hauteur	Largeur	Épaisseur de l'âme	Épaisseur aile	Rayon d'arrondi	Matériau	ID
Élément principal	HEB280	280mm	280mm	10.5mm	18mm	24mm	S235JR	3320
Profil secondaire	IPE240	240mm	120mm	6.2mm	9.8mm	15mm	S235JR	3321

❖ Efforts de calcul

Nom de cas	M	N	V
SimpleMaxTorsor	42 KN.m	0 KN	48.6 KN

• Épaisseur des soudures

Nom soudure	Épaisseur
Poutre secondaire - Plat d'aile	6mm
Poutre secondaire - Plat d'âme	6mm

- Propriétés de boulon

Connecté	Norme	Diamètre	Nbre de boulons	Classe	Composition	Diamètre trou	Aire/Surface
Column - End plate	NF E 27-701	16mm	6	HR10.9	Mu2S	2mm	0m ²

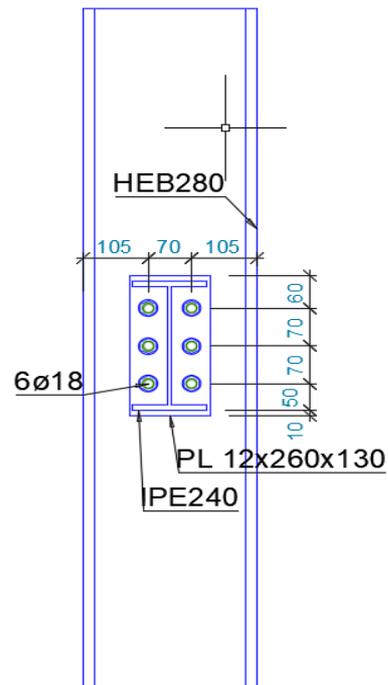


Fig.VII.8 : Schéma d'assemblage (poteau-sablier)

- ❖ Vérification de boulon

- Conditions

Distance min/max du bord boulon (dans la direction de la charge)

$$1.2 * d_0 \leq e_1 \leq (4 * t + 40\text{mm})$$

$$21.6\text{mm} \leq 60\text{mm} \leq 82\text{mm}$$

OK

Distance min/max du bord boulon (perpendiculaire à la direction de la charge)

$$1.2 * d_0 \leq e_2 \leq (4 * t + 40\text{mm})$$

$$21.6\text{mm} \leq 30\text{mm} \leq 82\text{mm}$$

OK

Espacement min/max entre boulons (dans la direction de la charge)

$$2.2 * d_0 \leq p_1 \leq \min(14 * t; 200\text{mm})$$

$$39.6\text{mm} \leq 70\text{mm} \leq 147\text{mm}$$

OK

- Vérification du cisaillement des boulons

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$$

$$V_{Ed} / (n_{Obj} * n) \leq n_s * \alpha_v * f_{ub} * A_s / \gamma_{Mb}$$

$$48.6\text{kN} / (1 * 6) \leq 1 * 0.5 * 1000\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / 1.25$$

$$8.1\text{kN} \leq 62.8\text{kN}$$

$$12.9 \%$$

OK

- **Vérification de l'écrasement des boulons**

Écrasement des boulons de platine

$$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{v,Ed} \leq 1 * k_1 * \alpha_b * f_u * d * \Sigma(t_i) / \gamma_{Mb}$$

$$8.1\text{kN} \leq 1 * 2.5 * 1 * 360\text{N/mm}^2 * 16\text{mm} * 12\text{mm} / 1.25$$

$$8.1\text{kN} \leq 138.2\text{kN}$$

$$5.86 \%$$

OK

Écrasement des boulons de poutre principale

$$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{v,Ed} \leq 1 * k_1 * \alpha_b * f_u * d * \Sigma(t_i) / \gamma_{Mb}$$

$$8.1\text{kN} \leq 1 * 2.5 * 1 * 360\text{N/mm}^2 * 16\text{mm} * 10.5\text{mm} / 1.25$$

$$8.1\text{kN} \leq 121\text{kN}$$

$$6.7 \%$$

OK

- **Vérification du plat en cisaillement**

Vérification de rupture élastique en cisaillement

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

$$V_{Ed} \leq n_{Obj} * f_y * A_v / (\gamma_{M0} * \text{SQRT}(3))$$

$$48.6\text{kN} \leq 1 * 235\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / (1 * 1.73)$$

$$48.6\text{kN} \leq 423.3\text{kN}$$

$$11.48 \%$$

OK

Vérification résist. ultime en cisaillement

$$V_{Ed} \leq V_{u,Rd}$$

$$V_{Ed} \leq n_{Obj} * 0.9 * f_u * A_{v,Net} / (\gamma_{M2} * \text{SQRT}(3))$$

$$48.6\text{kN} \leq 1 * 0.9 * 360\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / (1.25 * 1.73)$$

$$48.6\text{kN} \leq 369.9\text{kN}$$

$$13.14 \%$$

OK

Vérification du déchirement du bloc

$$V_{Ed} \leq V_{eff,1,Rd}$$

$$V_{Ed} \leq n_{Obj} * (f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + f_y * A_{nv} / (\gamma_{M0} * \text{SQRT}(3)))$$

$$48.6\text{kN} \leq 1 * (360\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / 1.25 + 235\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / (1 * 1.73))$$

$$48.6\text{kN} \leq 649.9\text{kN}$$

$$7.48 \%$$

OK

- **Vérification du cisaillement de la poutre secondaire**

Vérification de rupture élastique en cisaillement

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

$$V_{Ed} \leq n_{Obj} * f_y * A_v / (\gamma_{M0} * \text{SQRT}(3))$$

$$48.6\text{kN} \leq 1 * 235\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / (1 * 1.73)$$

$$48.6\text{kN} \leq 201.9\text{kN}$$

$$24.07 \%$$

OK

- **Vérification de la soudure**

Aile Poutre Secondaire - Plat**Épaisseur minimum de soudure**

$$3 \text{ mm} \leq a$$

$$3\text{mm} \leq 6\text{mm}$$

OK**Longueur minimale de soudure**

$$\max(30\text{mm}; 6 * a) \leq l_{eff}$$

$$36\text{mm} \leq 211.4\text{mm}$$

OK**Vérification de la soudure**

$$F_{w,Ed,Res} \leq F_{w,Rd}$$

$$M_{Ed} / h_f + N_{Ed} / 2 \leq n_{Obj} * n_w * f_{vw,d} * a * l_{eff}$$

$$42\text{kNm} / 230.2\text{mm} + 0\text{kN} / 2 \leq 1 * 1 * 207.8\text{N/mm}^2 * 6\text{mm} * 211.4\text{mm}$$

$$182.5\text{kN} \leq 263.6\text{kN}$$

$$69.21 \%$$

OK**Âme Poutre Secondaire - Plat**

Épaisseur minimum de soudure

$$3 \text{ mm} \leq a$$

$$3 \text{ mm} \leq 6 \text{ mm}$$

OK**Longueur minimale de soudure**

$$\max(30 \text{ mm}; 6 * a) \leq l_{\text{eff}}$$

$$36 \text{ mm} \leq 178.4 \text{ mm}$$

OK**Vérification de la soudure**

$$F_{w,Ed,Res} \leq F_{w,Rd}$$

$$V_{Ed} \leq n_{Obj} * n_w * f_{vw,d} * a * l_{\text{eff}}$$

$$48.6 \text{ kN} \leq 1 * 2 * 207.8 \text{ N/mm}^2 * 6 \text{ mm} * 178.4 \text{ mm}$$

$$48.6 \text{ kN} \leq 445 \text{ kN}$$

$$10.92 \%$$

OK**❖ Conclusion**

L'assemblage est correctement calculé pour résister aux efforts appliqués

❖ Assemblage des contreventements

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019</p> <p>Calcul de l'assemblage au gousset</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	 Ratio 0,69
---	--	---

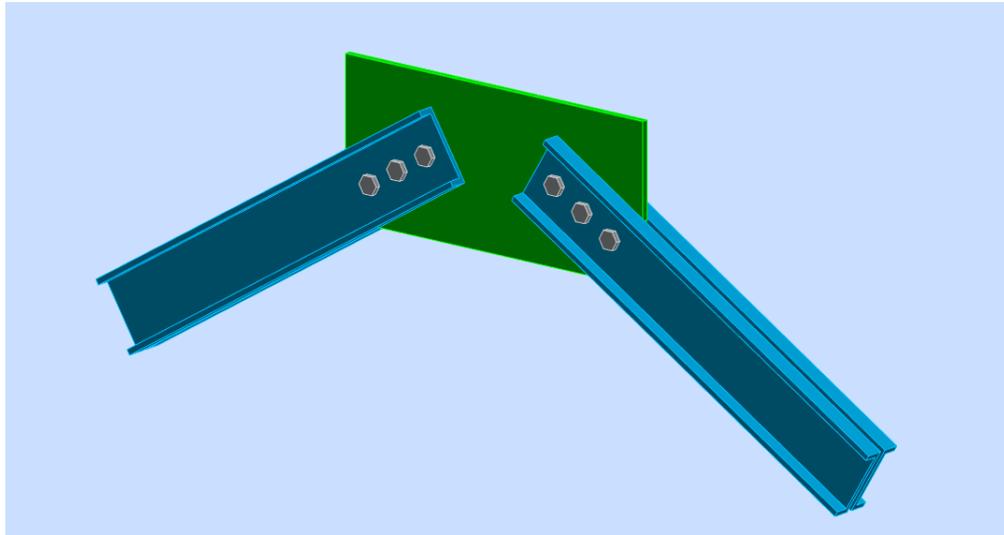


Fig.VII.9 : Schéma 3D d'assemblage du contreventement.

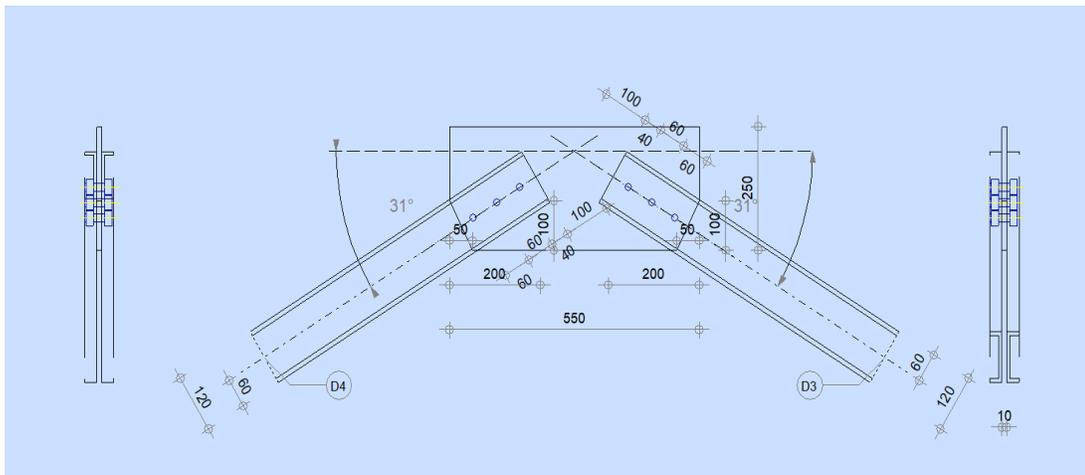


Fig.VII.10 : Schéma d'assemblage du contreventement.

GÉNÉRAL

Assemblage N°:	17
Nom de l'assemblage :	Gousset - contreventement
Noeud de la structure:	203
Barres de la structure:	236, 235,

GÉOMÉTRIE

BARRES

	Barre 3	Barre 4	
Barre N° :	236	235	
Profilé:	2 UPN 120	2 UPN 120	
h	120	120	mm
b_f	55	55	mm
t_w	7	7	mm
t_f	9	9	mm
r	9	9	mm
A	34,00	34,00	cm ²
Matériau:	S 275	S 275	
f_y	275,00	275,00	MPa
f_u	430,00	430,00	MPa
Angle	α	31,3	Deg
Longueur	l	0,00	m

BOULONS

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
d =	16 [mm]	Diamètre du boulon
d_0 =	18 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A_s =	1,57 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A_v =	2,01 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f_{yb} =	550,00 [MPa]	Limite de plasticité
f_{ub} =	800,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3	Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60 [mm]

e_1 =	40 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e_2 =	60 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e_c =	100 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
d =	16 [mm]	Diamètre du boulon
d_0 =	18 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A_s =	1,57 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A_v =	2,01 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f_{yb} =	550,00 [MPa]	Limite de plasticité
f_{ub} =	800,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3	Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 60$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 550$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 250$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 200$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 200$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 50$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 100$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 50$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 100$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (-0; -72)

$e_v = 200$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_H = 275$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: S 275

$f_y = 275,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 11: COMB34 (1+9+10)*1.00

$N_{b3,Ed} = -16721,65$ [daN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = -16353,98$ [daN] Effort axial

RÉSULTATS

BARRE 3

RÉSISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 12057,60$ [daN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 0,74$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,74 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 14269,63$ [daN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1z} = 19264,00$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d^2 t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} = 0,59$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons		$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,59 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2x} = 8075,08$ [daN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou		$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d^2 t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2z} = 13760,00$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d^2 t / \gamma_{M2}$

VÉRIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS**cisaillement des boulons**

$F_{NSd} = -5573,88$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		$F_{NSd} = N_{b3,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = -5573,88$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 5573,88$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 8075,08$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$
$F_{Rdz} = 13760,00$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -5573,88 < 8075,08$	vérifié	(0, 69)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 13760,00$	vérifié	(0, 00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$5573,88 < 12057,60$	vérifié	(0, 46)

VÉRIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 17,00$ [cm ²]	Aire de la section transversale du profilé en U		
$A_{net} = 15,74$ [cm ²]	Aire de la section nette		$A_{net} = A - t * d_0$
$N_{u,Rd} = 48731,04$ [daN]	Résistance de calcul de la section nette		$N_{u,Rd} = (0.9 * A_{net} * f_{u3}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 46750,00$ [daN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		$N_{pl,Rd} = A * f_{y3} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b3,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -8360,83 < 48731,04$	vérifié	(0, 17)
$ 0.5 * N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -8360,83 < 46750,00$	vérifié	(0, 18)

VÉRIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 3,57$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 8,05$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 18921,49$ [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -8360,83 < 18921,49$	vérifié	(0, 44)

BARRE 4**RÉSISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 12057,60$ [daN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement		$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$
-----------------------------	---	--	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,74$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,74 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 14269,6$ [daN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 19264,00$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_1 = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,59$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,59 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 8075,08$ [daN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 13760,00$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

VÉRIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = -5451,33$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b4,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = -5451,33$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 5451,33$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 8075,08$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 13760,00$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -5451,33 < 8075,08$	vérifié (0,68)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 13760,00$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$5451,33 < 12057,60$	vérifié (0,45)

VÉRIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 17,00$ [cm ²]	Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 15,74$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t * d_0$
$N_{uRd} = 48731,04$ [daN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{uRd} = (0.9 * A_{net} * f_{u4}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 46750,00$ [daN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A * f_{y4} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq N_{tRd}$	$ -8176,99 < 48731,04$	vérifié (0,17)
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -8176,99 < 46750,00$	vérifié (0,17)

VÉRIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 3,57$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 8,05$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 18921,49$ [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|0.5 \cdot N_{b4,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|-8176,99| < 18921,49$ **vérifié** (0,43)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,69

❖ Assemblage du pied de poteau encastré



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design

Guide: Design of fastenings in concrete

OK

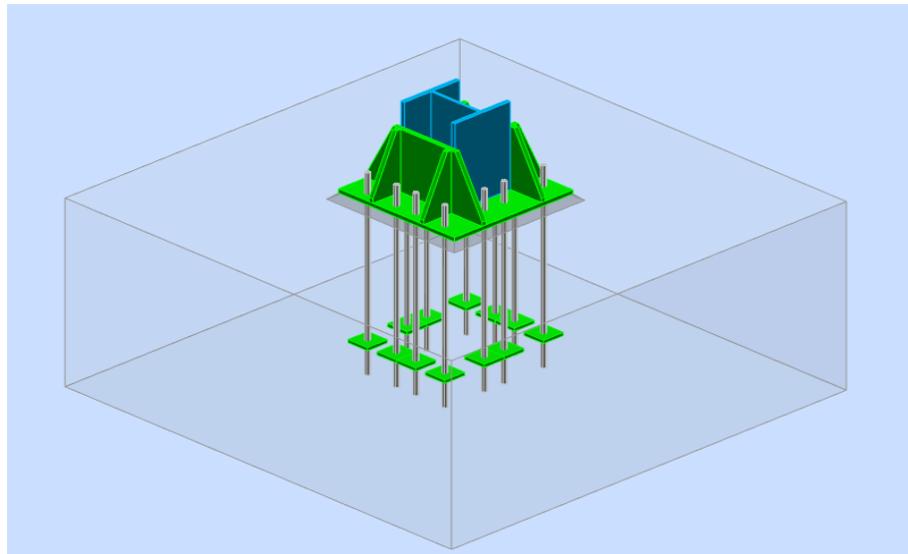
Ratio
0,35

Fig.VII.11 : Schéma 3D d'assemblage du pied de poteau encastré

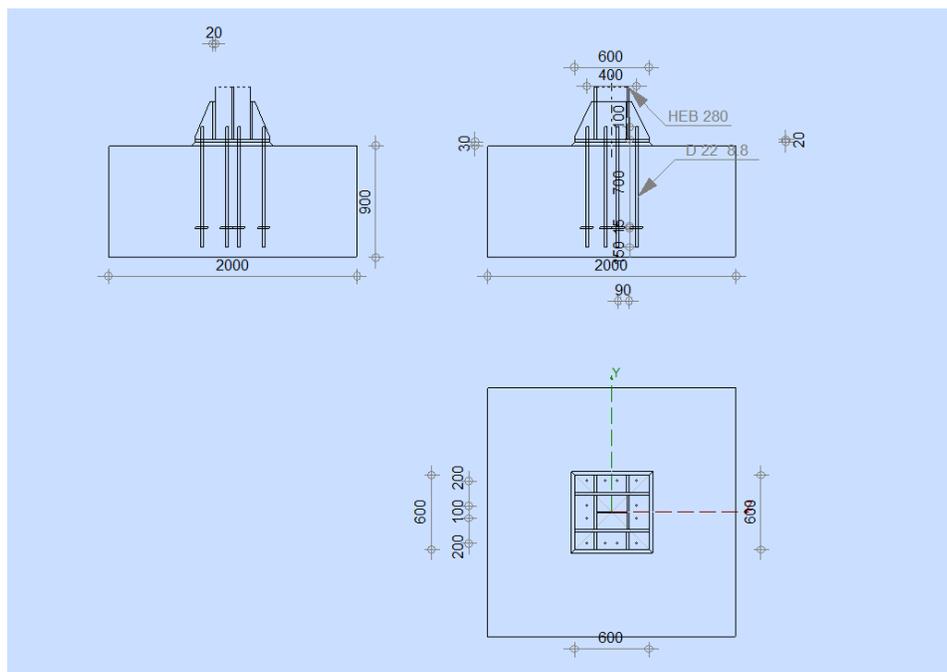


Fig.VII.12 : Schéma d'assemblage du pied de poteau encastré

GÉNÉRAL

Assemblage N°: 5
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

GÉOMÉTRIE

POTEAU

Profilé: HEB 280
 $L_c = 5,00$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 280$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 280$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 18$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 24$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 131,36$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 19270,30$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: S 275
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 430,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 500$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 500$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 18$ [mm] Epaisseur
 Matériau: S 275
 $f_{ypd} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 430,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 22$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 3,03$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 3,80$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 3$ Nombre de rangées des boulons
 Ecartement $e_{Hi} = 400$ [mm]
 Entraxe $e_{Vi} = 200$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 100$ [mm]
 $L_2 = 700$ [mm]
 $L_3 = 150$ [mm]

Plaque d'ancrage

$l_p = 100$ [mm] Longueur
 $b_p = 100$ [mm] Largeur
 $t_p = 15$ [mm] Epaisseur

Matériau: S 275
 $f_y = 275,00$ [MPa] Résistance

Platine

$l_{wd} = 0$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 0$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 0$ [mm] Epaisseur

RAIDISSEUR

$l_s = 500$ [mm] Longueur
 $w_s = 500$ [mm] Largeur
 $h_s = 200$ [mm] Hauteur
 $t_s = 15$ [mm] Epaisseur
 $d_1 = 20$ [mm] Grugeage
 $d_2 = 20$ [mm] Grugeage

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_c = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLÉE

$L = 2000$ [mm] Longueur de la semelle
 $B = 2000$ [mm] Largeur de la semelle
 $H = 900$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe C25/30
 $f_{ck} = 25,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage
 $f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression
 $C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 9$ [mm] Plaque principale du pied de poteau
 $a_s = 7$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed} = -18000,00$ [daN] Effort axial
 $V_{j,Ed,y} = -6972,03$ [daN] Effort tranchant
 $V_{j,Ed,z} = 1000,00$ [daN] Effort tranchant
 $M_{j,Ed,y} = 309,90$ [daN*m] Moment fléchissant
 $M_{j,Ed,z} = 500,00$ [daN*m] Moment fléchissant

RÉSULTATS**ZONE COMPRIMÉE****COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} = 16,67$ [MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1-[3.1.6.(1)]
$f_j = 31,11$ [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$		
$c = 31$ [mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} = 80$ [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 342$ [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} = 272,73$ [cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1-[6.7.(3)]
$A_{c1} = 2454,60$ [cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1-[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$		
$F_{rd,u} = 136366,80$ [daN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1-[6.7.(3)]
$\beta_j = 0,67$	Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$		
$f_{jd} = 33,33$ [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} = 1444,81$ [cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} = 515,24$ [cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} = 482,43$ [cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$		
$F_{c,Rd,n} = 481604,14$ [daN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 171747,69$ [daN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} = 160809,26$ [daN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1,00$	Classe de la section	EN 1993-1-1-[5.5.2]
$W_{pl,y} = 4164,68$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1-[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 114528,70$ [daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1-[6.2.5]
$h_{f,y} = 300$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$		
$F_{c,fc,Rd,y} = 382173,97$ [daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} = 3998,82$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1-[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 109967,55$ [daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1-[6.2.5]
$h_{f,z} = 324$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$		
$F_{c,fc,Rd,z} = 339663,28$ [daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RÉSISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMÉE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$		
$N_{j,Rd} = 481604,14$ [daN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{C,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$		
$F_{C,Rd,y} = 171747,69$ [daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{C,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$		
$F_{C,Rd,z} = 160809,26$ [daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

CONTRÔLE DE LA RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,04 < 1,00$	vérifié	(0,04)
$e_y = 17$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,y} = 150$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} = 200$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 5304,37$ [daN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,06 < 1,00$	vérifié	(0,06)
$e_z = 28$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,z} = 162$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,z} = 200$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 7625,35$ [daN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,07 < 1,00$	vérifié	(0,07)

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,12 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

CISAILLEMENT

PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,69$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = 0,69$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,y} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 23650,00$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,69$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 0,69$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 23650,00$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,28$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{sb} = 3,03$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{sb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 5332,80$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$ Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 86,24$ [daN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 50$ [mm] Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 2874,75$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 55425,63$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 51320,02$ [daN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 205205,00$ [daN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,y} = 0,50$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,y} = 1,10$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,y} = 0,90$ Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,y} = 1,00$ Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,y} = 47053,61$ [daN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 205205,00$ [daN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,z} = 0,50$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,z} = 1,10$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 205205,00$ [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{s,V,z} = 0,90$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,z} = 47053,61$ [daN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
---------------------------------	---	-------------

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 18000,00$ [daN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 5400,00$ [daN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,y} = 22648,52$ [daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,31 < 1,00$	vérifié (0,31)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} = 22648,52$ [daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,04 < 1,00$	vérifié (0,04)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,35 < 1,00$	vérifié (0,35)

CONTRÔLE DES RAIDISSEURS**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$M_1 = 134,15$ [daN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 = 2439,03$ [daN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s = 53$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 3150,73$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 1,47$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 7,04$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 8,13$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 14,16$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,05 < 1,00$	vérifié (0,05)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 100,06$ [daN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 = 2106,43$ [daN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s = 53$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 3150,73$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 1,10$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 5,25$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 7,02$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 12,21$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,04 < 1,00$	vérifié (0,04)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 4,78$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 4,78$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} = -4,34$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z\parallel} = 0,54$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	vérifié	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	vérifié	(0,03)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	vérifié	(0,02)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	19,80	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,08 < 1,00		vérifié	(0,08)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	7,58	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	7,58	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	7,52	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	19,99	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,05 < 1,00		vérifié	(0,05)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	11,20	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	11,20	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	6,50	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	25,07	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,06 < 1,00		vérifié	(0,06)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	11,20	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	11,20	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	9,91	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	28,22	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,07 < 1,00		vérifié	(0,07)

RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	80	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	342	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$				
$k_{13,y} =$	19	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	519	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	130	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	1	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	235	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]

$\lambda_{0,y} =$	0,48	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	18030064,35 [daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	24280578,00 [daN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$	SEMI-RIGIDE		[5.2.2.5.(2)]
Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$			
$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 \cdot E)$			
$k_{13,z} =$	25 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	181 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	50 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,z} =$	7 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	235 [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$			
$k_{16,z} =$	2 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,81	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	27987851,45 [daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	8309095,20 [daN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$	RIGIDE		[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

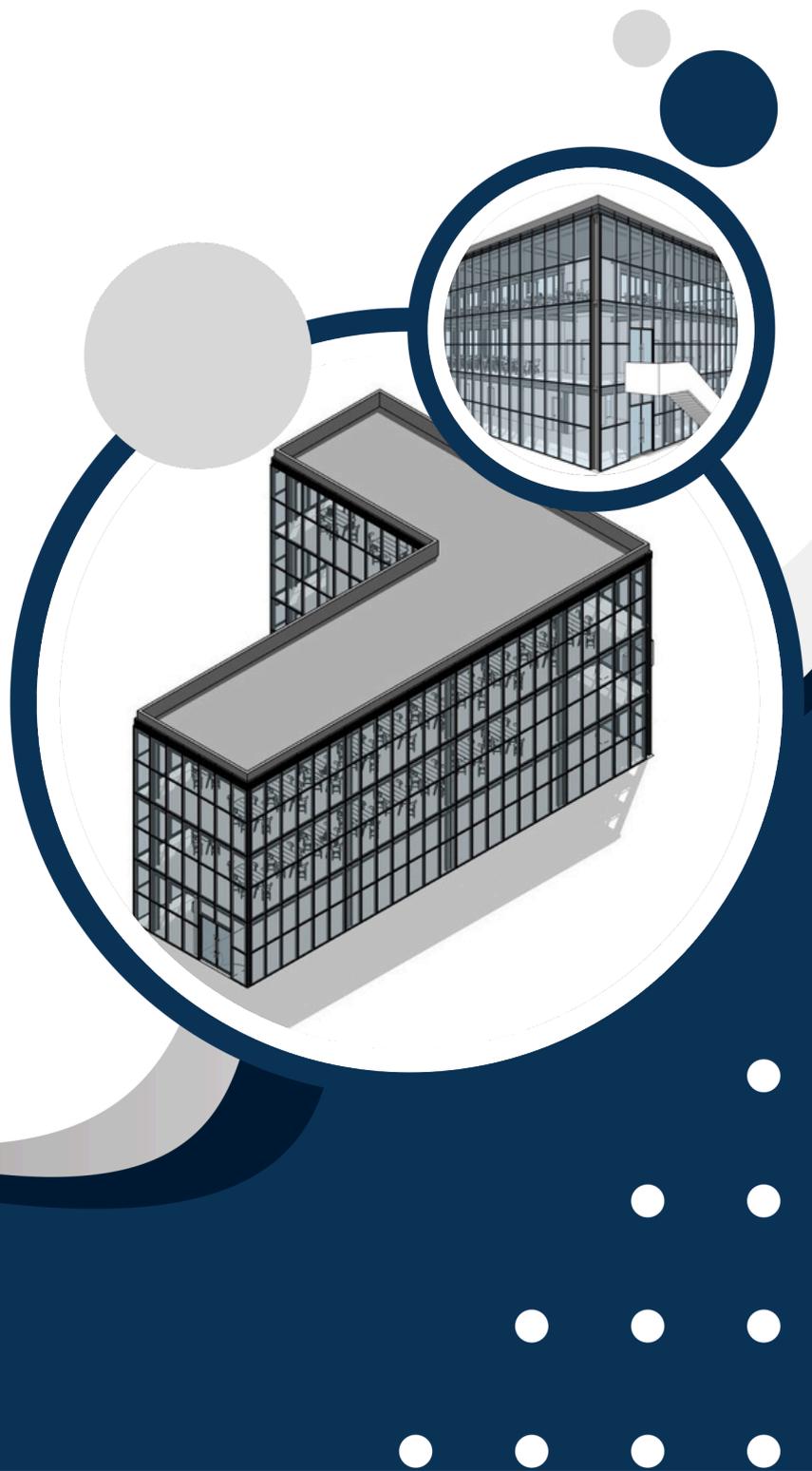
BOULON D'ANCRAGE AU CISAILLEMENT - AVEC BRAS DE LEVIER

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,35

BON DE TRAVAIL ET INSTRUCTIONS ASSEMBLAGE							
N° COMM.	Lot	ELEMENT	CODE	N°PLAN	STOCKAGE	TEMPS ALLOUE	TEMPS PASSE
					HeuresHeures
ZONE DE TRAVAIL				DESTINATION			
NOMS	JOURS						DUREE PROBALE:..... DEBUT :..... FIN : Nbre Exécutants :
							OUTILLAGE
REP.	Nbre	PAQUET	REP.	Nbre	PACQUE	PROCESSUS OPERATOIRE	

REFERENCES



Références bibliographiques

- AIT AMER MEZIANE M^{ed} Karim et MEZIANI Meziane. (2006-2007).** Présentation sur les murs rideaux et menuiserie. Ecole polytechnique d'architecture et d'urbanisme EPAU.
- BENOUIS Abdelhalim. (2023).** Cours Structures métalliques, chapitre III : les planchers mixtes. Destiné aux étudiants en Master I Structures, Université de Guelma.
- BENOUIS Abdelhalim. (2023).** Projet constructions métallique. Destiné aux étudiants en Master I Structures, Université de Guelma.
- BENGHAZI Zied. (Sans date).** Cours MDS II, chapitre III : les fondations.
- BOUBLAL Islam Mohamed et SLIMI Hamza. (2023).** Analyse dynamique des plaques isotropes par simulation numérique en utilisant le logiciel ansys et abaqus. (Mémoire de master II), Université Kasdi-merbah Ouargla.
- CHENINA Aymen. (2023).** Conception et dimensionnement de la structure métallique d'un bâtiment. (Mémoire de master II), Université de Guelma.
- DERBANE Said. (2012).** Modélisation des plaques par la méthode des éléments finis. (Mémoire de magistère), Université Mohamed Khider–Biskra.
- EL FATMI Rached. (2020).** Guide de logiciel CSB V.3, Manuel de l'utilisation.
- HADRI Youssef. (2023).** Etude structurale d'une salle polyvalente. (Mémoire de master II), Université de Guelma.
- KHALDI Nacera. (2021-2022).** Cours de charpente métallique I. Destiné aux étudiants en 3^{em} année License, Université de Guelma.
- LAFIFI Brahim. (2017).** Cours de modélisation des structures. Destiné aux étudiants en Master II Structures, Université de Guelma.
- LAHLOU Dahmani. (2023).** Polycopié de cours, chapitre ? : étude du plancher mixte. Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou.
- MARINE Abakar Ahmat, SID AHMED Abdullah Sidi Abdi et INSA Papa Sakho. (2020).** Calcul et Optimisation de la structure d'une toiture de salle de sport. (Mémoire de master II), Université de Guelma.
- MATMOUR.G. (2019).** Polycopié de cours, chapitre I : généralités sur les structures en charpente métallique. Université de Tiaret.

- MEDELFEF Youcef. (2022).** Identification numérique des voies acoustiques dans les transmissions latérales de mur-rideau. (Thèse de doctorat), Université de Technologie de Compiègne (France).
- MESSAOUD Nessrine et SAIAH Sarra Lina. (2020).** Conception et dimensionnement d'un système structurel des constructions de longues portées." Cas des amphithéâtres du centre universitaire d'Ain Témouchent". (Mémoire de master II), Centre Universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent.
- MOULAY OMAR Hind et RAHMOUNI Nour Elhoud. (2020).** Étude d'un bâtiment R+ 9 + S-SOL à structure mixte acier-béton armé. (Mémoire de master II), Université Ahmed Draia-Adrar.
- MIMED Abdelmalik. (2024).** Calcul structural et estimation du cout d'un grand panneau publicitaire en charpente métallique. (Mémoire de master II), Université de Guelma.
- René Maquoi, Rik Debruyckere, Jean-François Demonceau et Lincy Pyl. (Sans date).** Guides de construction métallique. Construction mixte acier-béton dans les bâtiments : Conception et dimensionnement à température ordinaire et en situation d'incendie selon l'EUROCODE 4.
- SAADI Mohamed. (Sans date).** Cours structure métallique I, chapitre I : Rappel sur les assemblages métalliques. Destiné aux étudiants en Master I CMM, Université Batna 2.
- SAADI Mohamed. (Sans date).** Cours structure métallique, chapitre I : Conception et calcul des systèmes de contreventements d'ossatures métalliques. Destiné aux étudiants en Master II CMM, Université Batna 2.
- SAP 2000. (Sans date).** Cours sur l'initiation au SAP 2000. Destiné aux étudiants en 3^{ème} année License, Université de Batna.
- SAULNIER Véronique. (2022).** Evaluation des performances humo-physiques des protections au feu de structures métalliques et leurs influences sur la résistance mécanique. (Thèse de doctorat), Université Clermont Auvergne (France).
- SLIMANE Hacini. (2016).** Etude du comportement d'un silo métallique sous sollicitations dynamiques. (Mémoire de magistère), Université de Batna 2.
- TABET-DERRAZ Moulay Idriss. (2022-2023).** TP Projet construction métallique chapitre1, Université de Tlemcen.
- TALEB Aziz. (2020).** Calcul d'un hangar en construction métallique à usage de stockage. (Mémoire de master II), Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou.

TOUAHRI Ahmed. (2023). Calcul d'un bâtiment administratif R + 2 en charpente métallique. (Mémoire de master 2), Université de Guelma.

ZORGUI Ibtissam. (2024). Choix Technico-Commercial d'une solution de toiture. (Mémoire de master II), Université de Guelma.

Références webographie

[Site 1] https://www.tianyingsteelbuilding.com/steel-structure-workshop.html?gad_source=1&gclid=EAIaIQobChMI6cKg38T2iwMV8KWDBx2IwjsYEAAYAiAAEgL5QvD_BwE (consulté le 6/3/2025)

[Site 2] <https://images.app.goo.gl/yDohRzyep5rMVDF87> (consulté le 7/3/2025)

[Site 3] <https://havitsteelstructure.com/fr/le-detail-des-batiments-a-structure-metallique/> (consulté le 7/3/2025)

[Site 4] <https://images.app.goo.gl/s9Zmdy8JmBaSXjor6> (consulté le 7/3/2025)

[Site 5] <https://images.app.goo.gl/7KdFghFmJPhM6aPL6> (consulté le 7/3/2025)

[Site 6] <https://www.canametal.fr/ouvrage-art-et-ouvrages-complexes/fabrication-pont-metallique/> (consulté le 7/3/2025)

[Site 7] <https://images.app.goo.gl/QZTrjyR4g6U64oAC6> (consulté le 7/3/2025)

[Site 8] <https://www.batiproduits.com/fiche/produits/colonne-mince-en-acier-avec-noyau-beton-p119902840.html> (consulté le 8/3/2025)

[Site 9] <https://images.app.goo.gl/NiGQYruNEUNWC2T2A> (consulté le 8/3/2025)

[Site 10] <https://www.connaissancedesenergies.org/fiche-pedagogique/plateformes-petrolieres> (consulté le 12/3/2025)

[Site 11] <https://images.app.goo.gl/BFbNj1C7btWDzLyD9> (consulté le 12/3/2025)

[Site 12] <https://images.app.goo.gl/RkoCHorvmFHDabev7> (consulté le 7/3/2025)

[Site 13] <https://www.scielo.br/j/ep/a/c8vHY6qq4tpLgqRjQF8dvmH/?lang=fr> (consulté le 13/3/2025)

[Site 14] <https://geoconfluences.ens-lyon.fr/glossaire/parc-de-loisirs> (consulté le 13/3/2025)

[Site 15] <https://images.app.goo.gl/1y8JLgUP4g8eHZjA9> (consulté le 13/3/2025)

[Site 16] <https://www.expert-charpente.com/charpente-metal-comment-lutter-contre-corrosion/> (consulté le 8/3/2025)

[Site17]

https://www.flumroc.ch/fileadmin/Dateiliste/flumroc/Downloads/10_Publikationen/FLU_PRO_BrandschutzStahlbau_002031911fpw_071119_fr_web.pdf (consulté le 8/3/2025)

[Site 18] <https://www.lemoniteur.fr/article/comment-protger-les-structures-metalliques-contre-le-feu.290449> (consulté 27/2/2025)

[Site 19] <https://images.app.goo.gl/htshKhUZLvftDqs5> (consulté le 13/3/2025)

[Site 20] <https://images.app.goo.gl/PzktQMLW9WeqDWSH8> (consulté le 9/3/2025)

[Site 21] <https://fr.scribd.com/document/576455866/Modelisation-ETABS> (consulté le 8/3/2025)

[Site 22] <https://fr.scribd.com/document/646178036/Chap-1-Presentation-Du-Logiciel-ETABS> (consulté le 8/3/2025)

[Site 23] <https://images.app.goo.gl/MN1Py6uTWpdaPczx5> (consulté le 9/3/2025)

[Site 24] <https://www.dlupal.com/fr/produits/programme-autonome-de-calcul-de-structure/rwind> (consulté le 8/3/2025)

[Site 25] <https://www.dlupal.com/fr/support-et-formation/support/fonctionnalites-de-produit/001396> (consulté le 9/3/2025)

[Site 26] <https://www.dlupal.com/fr/solutions/branches-d-activite/structures-bois> (consulté le 8/3/2025)

[Site 27] <https://images.app.goo.gl/TsU13tuqMZhZpBRc6> (consulté le 9/3/2025)

[Site 28] <http://www.batibtp.fr/logiciel/fiche/melody.html> (consulté le 8/3/2025)

[Site 29] <https://images.app.goo.gl/M7subv2ksJ17SGMH9> (consulté le 9/3/2025)

[Site 30] <https://www.accasoftware.com/fr/logiciel-calcul-structure-metallique> (consulté le 8/3/2025)

[Site 31] <https://images.app.goo.gl/9eeVRBhrgRWSYX1HA> (consulté le 13/3/2025)

[Site 32] <https://polemermediterranee.com/letude-technico-economique/> (consulté le 8/3/2025)

[Site 33] https://www.les-rdd.fr/pourquoi-faire-une-etude-technico-economique-pour-votre-projet/#google_vignette (consulté le 8/3/2025)

[Site 34] <https://www.georgeault.fr/blog/277-les-composants-dune-construction-metallique.html> (consulté le 11/3/2025)

[Site 35] <https://www.commentfer.fr/75-poutre-ipe> (consulté le 11/3/2025)

[Site 36] <http://www.freelem.com/charpente/contreventements/contreventements.htm> (consulté le 10/6/2025)