الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY

جامعة باجي مختار – عنابـــة

Faculté : TECHNOLOGIE

Département : : Sciences de l'Ingéniorat.

Domaine : SCIENCES ET TECHNOLOGIES

Filière : : Génie Civile.

Spécialité : Construction métallique et mixte..

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

PARKING AERIEN A ETAGE R+4 EN CHARPENTE METALLIQUE

Présenté par : *YOUSFI Yasser Amar*

GHAOUI Abdenour

Encadrant : *OUCIEF Houcine* *Professeur* *Université BADJI Mokhtar - ANNABA*

Jury de Soutenance :

Mr. OUCIEF Houcine	Professeur	BADJI Mokhtar Annaba	Encadrant
Mr. FELLAH Farid	MCA	BADJI Mokhtar Annaba	Président
Mr. SLIMANI FAYCEL	MCA	BADJI Mokhtar Annaba	Examinateur

Année Universitaire : 2022/2023

Remerciements

Nous exprimons notre profonde gratitude envers Allah, le plus puissant, qui nous a accordé la force, le courage et la volonté nécessaires pour mener à bien ce travail.

Nous souhaitons également remercier chaleureusement nos familles, qui nous ont toujours encouragés et soutenus tout au long de nos études.

Nous adressons nos sincères remerciements à notre encadreur, M. OUCIEF Hocine, pour sa disponibilité constante, son aide précieux et ses orientations tout au long de ce projet.

Nous souhaitons également exprimer notre gratitude envers les membres honorables du jury qui ont accepté d'évaluer notre travail, nous accordant ainsi cet honneur.

Nous tenons également à remercier tous les enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation en master. Enfin, nous souhaitons exprimer notre sincère reconnaissance envers toutes les personnes qui ont directement ou indirectement participé à ce travail.

Nous leur sommes extrêmement reconnaissants et leur exprimons nos plus sincères remerciements

LISTE DES NOTATIONS

Les charges

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

S : Surcharge climatique de la neige.

V : Surcharge climatique du vent.

Les caractéristiques d'un profilé en I ou H

b : la longueur de la semelle

d : la hauteur de l'âme.

h : Hauteur du profilé.

tw : Epaisseur de l'âme de profile.

tf : Epaisseur de la semelle de profile.

Majuscules latines

A : Section brute d'une pièce.

A_{net} : Section nette d'une pièce.

A_w : Section de l'âme.

Av: Aire de cisaillement.

Ct : Coefficient de topographie.

Cr : Coefficient de rugosité.

Ce : Coefficient d'exposition.

Cd : Coefficient dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale.

F : Force en générale.

G : Module d'élasticité transversale.

I : Moment d'inertie.

K_0 : Coefficient de flambement.

Kt : Facteur de terrain.

M : Moment de flexion.

M_{Sd} : Moment fléchissant sollicitant.

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

M_{pl}: Moment plastique.

$M_{pl,Rd}$: Moment plastique résistant.

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

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

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

N_{Sd} : Effort normal sollicitant.

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

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

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

R : Coefficient de comportement de la structure.

T : La période propre

V_{Sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.

V_m : Vitesse moyenne du vent.

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W : Poids de la structure.

Minuscules latines

f : La flèche.

fy : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

L: Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

Lf : Longueur de flambement.

t : Épaisseur d'une pièce.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{eq} : Hauteur équivalente.

Minuscules grecques

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

βw : Facteur de corrélation.

γM: Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT}: Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σa: Contrainte de l'acier.

σb: Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δek : Déplacement dû aux forces sismiques.

μ : coefficient de forme de la charge de neige.

δ : Décrément logarithmique d'amortissement

Indices

adm : admissible.

ep : épaisseur.

eff : efficace.

EC : étage courant

Ter : terrasse

fr : Frottement.

m : Moyenne.

réf : Référence.

max : Maximum.

min : Minimum.

e : Externe.

i : Interne.

x : Sens x.

y : Sens y

Table des matières

INTRODUCTION GÉNÉRALE : 1

1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE : 10

1.1 DESCRIPTION DU BATIMENT : 10

1.1.1 Classification selon RPA 99 version 2003 : 10

1.1.2 Description des éléments du bâtiment : 10

1.1.3 Caractéristique dimensionnelles : 13

1.2 REGLEMENTS UTILISES : 14

1.3 LOGICIELS UTILISES : 14

1.4 MATERIAUX UTILISES : 14

1.4.1 L'acier : 14

1.4.2 Le béton : 15

1.5 LES ACTIONS : 15

1.5.1 Les combinaisons d'action « CCM97-article 2.3.2.2 » : 15

1.5.2 Situations durables : 15

1.5.3 Situations accidentelles « RPA 99 version 2003 article 5.2 » : 17

1.5.4 Limites des flèches et des déplacements : 17

2 ETUDE CLIMATIQUE 19

2.1 ACTIONS DU VENT 19

2.1.1 Introduction : 19

2.1.2 Effet de la région $qréf$ *20*

2.1.3 Effet du site (KT, $Z0$, $Zmin$, *ε) 20*

2.1.4 Coefficient topographique Ct *20*

2.1.5 Calcul du coefficient dynamique Cd *21*

2.1.6 Détermination de la pression dynamique $qdyn$ *21*

2.1.7 Hauteur de référence Ze *22*

2.1.8 Coefficient de rugosité cr *22*

2.1.9 Intensité de turbulence Iv *22*

2.1.10 Détermination de la pression aérodynamique 23

2.1.11 Coefficient de pression extérieure cpe *: 23*

2.1.12 Coefficient de pression intérieur cpi *: 25*

2.1.13 Effet du vent sur la toiture 26

2.1.14 Calcul des forces de frottement Fft *26*

2.2 ACTION DE LA NEIGE 27

2.2.1 Le but 27

2.2.2 Calcul des charges de neige sur la toiture 27

2.3 CONCLUSION 28

***3* PRE-DIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES : 20**

3.1 EVALUATION DES CHARGES DES ELEMENTS : 20
3.1.1 Introduction : *20*
3.1.2 Principe de calcul *20*
3.1.3 Condition de flèche *20*
3.1.4 Condition de résistance *21*
3.1.5 Évaluation des charges : *22*
3.1.6 Les surcharges d'exploitation : *22*
3.2 PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS 23
3.2.1 Pré-dimensionnement des solives : *23*
3.2.2 Pré-dimensionnement des sommiers : *26*
3.2.3 Pré dimensionnement des poteaux *29*
3.2.4 Conclusion : *33*

4 DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES: 34

4.1 ETUDE DU PLANCHER MIXTE : 34
4.1.1 INTRODUCTION : *34*
4.1.2 Dimensionnement de la dalle mixte : *34*
4.2 ETUDE DES CONNECTEURS 41
4.3 TERRASSE INACCESSIBLE 48
4.3.1 Poutre secondaire (solive) *48*
4.3.2 Poutre principal *51*
4.4 PRE DIMENSIONNEMENT DES CONTREVENTEMENTS 54
4.4.1 Introduction *54*
4.4.2 Type de contreventement X *54*
4.5 LES ESCALIERS 56
4.5.1 Introduction *56*
4.6 –PRESENTATION DU PRODUIT 57
4.6.1 Escaliers droits métalliques *58*
4.6.2 Escalier aux normes *58*
4.6.3 Dimensionnement *58*
4.7 DIMENSIONNEMENT DES POUTRES DE RAMPES 60

5 ETUDE SISMIQUE 58

5.1 INTRODUCTION 58
5.2 LE BUT 59
5.3 PRINCIPE DE LA METHODE MODALE SPECTRALE 60
5.4 CRITERES DE CLASSIFICATION SELON LE RPA 99 V 2003 61
5.5 ANALYSE DE LA STRUCTURE 62
5.5.1 Présentation du logiciel ROBOT : *62*
5.5.2 Type d'analyse *63*
5.5.3 . Les chargements statiques *63*

5.5.4 Les chargements dynamiques *63*
5.6 VERIFICATION DE LA STRUCTURE 63
5.6.1 Vérification de la force sismique à la base *63*
5.6.2 L'analyse modale spectrale *66*
6 CALCUL DE DES ASSEMBLAGES **68**
6.1 DEFINITION 68
6.2 ROLE DES ASSEMBLAGES 69
6.3 CALCUL DES ASSEMBLAGES 70
6.3.1 Assemblage poteau – poutre principale (HEA 300 – HEA 550) *70*
6.3.2 Assemblage poteau – solive (HEA 300 – IPE 240) *75*
6.3.3 Assemblage poutre – solive (HEA 550 – IPE 240) *78*
6.3.4 Assemblage poteau – poutre de rampe (HEA 300 – HEB 550) *81*
6.3.5 Assemblage des contreventements en X (2UPN 100) *86*
6.3.6 Assemblage des contreventements en X (2UPN 80) *88*
6.3.7 Assemblage du pied poteau encastré *91*
7 ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE **97**
7.1 INTRODUCTION 97
7.1.1 Etude géotechnique *98*
7.1.2 Investigation: *98*
7.1.3 Interprétation des résultats: *98*
7.2 METHODOLOGIE 98
7.3 ETUDE DU RADIER GENERAL 99
7.3.1 Pré dimensionnement du radier général *100*
7.3.2 Vérification du radier *100*
7.4 ETUDE DES LONGINES 104

LISTE DES FIGURES

FIGURE 1-1 PLANCHERS MIXTES A DALLE COLLABORANT 11
FIGURE 1-2 LE GRILLAGE RIGIDE DE COULEURS A SCELLER 12
FIGURE 2-1 : LES DIRECTIONS DU VENT. 19
FIGURE 2-2 HAUTEUR DE REFERENCE. 22
FIGURE 2-3 DIVISION DE LA PAROI VERTICALE SELON LE CHARGEMENT DU VENT 24
FIGURE 2-4 PRESSIONS EXERCEES SUR LES ZONES D, E 24
FIGURE 3-1 SCHEMA STATIQUE DE LA SOLIVE 23
FIGURE 3-2 1 SCHEMA STATIQUE DU SOMMIER 26
FIGURE 3-3 ELEVATION DES NOMBRES DES PLATEAUX 29
FIGURE 3-4 SURFACE REPRISE PAR LE POTEAU LE PLUS SOLLICITE 29
FIGURE 4-1 PLANCHER MIXTE ACIER-BETON 34
FIGURE 4-2 SCHEMA DE LA TRAME SUPPORTANT LES PLANCHERS 36
FIGURE 4-3 LARGEUR EFFICACE DE LA DALLE 37
FIGURE 4-4 DISTRIBUTION PLASTIQUE DES CONTRAINTES AVEC AXE NEUTRE DANS LA DALLE (FLEXION POSITIVE). 38
FIGURE 4-5 GOUJON A TETE SOUDEE 41
FIGURE 4-6 LARGEUR EFFICACE DE LA DALLE 43
FIGURE 4-7 1 SCHEMA DE L'ESCALIER A DEUX VOLEES RDC 56
FIGURE 4-8 1 SCHEMA DE L'ESCALIER A DEUX VOLEES ETAGE COURANT 57
FIGURE 4-9 ESCALIER POUR ETABLISSEMENT RECEVANT DU PUBLIC 57
FIGURE 4-10 PROPRIETE D'ESCALIER DE VERNOC 59
FIGURE 6-1 ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE PRINCIPALE 70
FIGURE 6-2 SCHEMA DES PIECES D'ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE 71
FIGURE 6-3 ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE SECONDAIRE (SOLIVE) 75
FIGURE 6-4 SCHEMA DES PIECES D'ASSEMBLAGE POTEAU-SOLIVE 75
FIGURE 6-5 ASSEMBLAGE POUTRE-POUTRE SECONDAIRE (SOLIVE) 78
FIGURE 6-6 SCHEMA DES PIECES D'ASSEMBLAGE POUTRE-SOLIVE 78
FIGURE 6-7 ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE DE RAMPE81
FIGURE 6-8 SCHEMA DES PIECES D'ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE DE RAMPE 82
FIGURE 6-9 ASSEMBLAGE DES CONTREVENTEMENTS EN X (2UPN 100) 86
FIGURE 6-10 SCHEMA D'ASSEMBLAGE DES CONTREVENTEMENTS EN X (2UPN 100) 86
FIGURE 6-11 ASSEMBLAGE DES CONTREVENTEMENTS EN X (2UPN 80) 89
FIGURE 6-12 SCHEMA D'ASSEMBLAGE DES CONTREVENTEMENTS EN X (2UPN 80) 89
FIGURE 6-13 6.3.7 ASSEMBLAGE DU PIED POTEAU 91
FIGURE 6-14 SCHEMA D'ASSEMBLAGE DU PIED POTEAU 92
FIGURE 7-1 DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT DU RADIER. 99
FIGURE 7-2 PLAN DE FERRAILLAGE DU RADIER GENERAL SUIVANT X-X 103

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 2-1 COEFFICIENTS DE PRESSION EXTERIEURE. 25

TABLEAU 2-2 VALEURS DE QJ SUIVANT LES ZONES DE LA PAROI VERTICALE 26

TABLEAU 3-1 BILAN FINAL DES CHARGE 22

TABLEAU 5-1 FACTEUR DE QUALITE SUIVANT LES DEUX SENS. 66

TABLEAU 6-1 LES EFFORTS SOLLICITEES SUR L'ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE 74

TABLEAU 6-2 LES EFFORTS SOLLICITEES SUR L'ASSEMBLAGE POTEAU-SOLIVE 77

TABLEAU 6-3 LES EFFORTS SOLLICITEES SUR L'ASSEMBLAGE POUTRE-SOLIVE 80

TABLEAU 6-4 LES EFFORTS SOLLICITEES SUR L'ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE DE RAMPE 85

TABLEAU 6-5 LES EFFORTS SOLLICITEES SUR L'ASSEMBLAGE DE CONTREVENTEMENT 2UAP 100 88

TABLEAU 6-6 LES EFFORTS SOLLICITEES SUR L'ASSEMBLAGE DE CONTREVENTEMENT 2UAP 80 91

TABLEAU 6-7LES EFFORTS SOLLICITEES SUR L'ASSEMBLAGE DE PIED DE POTEAU 95

Résumé

Dans ce projet d'un parc de stationnement à ossature métallique situé à la wilaya d'Annaba, nous avons entrepris plusieurs étapes pour sa réalisation. Le parking est conçu pour accueillir les véhicules légers des clients publics sur cinq niveaux, avec une capacité totale de 420 places, dont 8 places dédiées aux véhicules des personnes handicapées. De plus, des emplacements sont prévus pour le stationnement des vélos et des motos.

La première étape a été d'effectuer la descente des charges pour réaliser une étude initiale des éléments porteurs. Cela nous a permis de déterminer les charges qui s'exerceront sur la structure.

Ensuite, nous avons réalisé une étude sismique conformément au règlement RPA99 (version 2003) afin de prendre en compte les forces sismiques potentielles. Une fois cette étude effectuée, nous avons procédé à la vérification des éléments de la structure pour garantir leur résistance et leur stabilité.

Par la suite, nous avons étudié le plancher mixte, qui est composé d'une tôle nervurée, de connecteurs et d'une dalle de compression en béton armé. Cette solution offre un plancher solide et résistant capable de supporter les charges des véhicules légers.

Enfin, nous avons calculé les différents assemblages nécessaires, y compris les connexions entre les éléments de la structure, pour assurer leur résistance et leur intégrité. Nous avons également pris en compte les fondations du parking, en étudiant leur dimensionnement et leur capacité de support.

Ce projet a été réalisé en respectant les normes et les réglementations en vigueur, et il offre une capacité totale de 420 places, y compris des emplacements dédiés aux

véhicules des personnes handicapées ainsi que des espaces prévus pour le stationnement des vélos et des motos.

Les mots clés

Prédimensionnement, descente des charges, étude dynamique, étude sismique, logiciel Robot, Parc de stationnement, ossature métallique, ferraillage, règlement RPA99, vérification, plancher mixte, tôle nervurée, dalle de compression en béton armé, assemblages, fondations, normes, réglementations.

الملخص

في هذا المشروع لموقف سيارات بإطار معدني يقع في ولاية عنابة، قمنا بعدة خطوات لإنجازه. تم تصميم الموقف لاستيعاب سيارات العملاء العامة الخفيفة على خمسة طوابق، بطاقة استيعابية إجمالية تبلغ 420 مكانًا، بما في ذلك 8 مكانًا مخصصة لمركبات ذوي الاحتياجات الخاصة. بالإضافة إلى ذلك، تم تخصيص مساحات لوقوف الدراجات الهوائية والدراجات النارية.

تمت المرحلة الأولى من خلال إجراء تحميل الأحمال لإجراء دراسة أولية للعناصر الداعمة، مما سمح لنا بتحديد الأحمال التي ستتحملها الهيكل.

بعد ذلك، أجرينا دراسة زلزالية وفقًا للوائح RPA99 (الإصدار 2003) لأخذ القوى الزلزالية المحتملة في الاعتبار. بمجرد إتمام هذه الدراسة، قمنا بالتحقق من عناصر الهيكل لضمان صلابتها ومقاومتها.

ثم، قمنا بدراسة السقف المختلط المكون من صفائح مضلعة وموصلات ولوحة ضغط من الخرسانة المسلحة. توفر هذه الحلول سقفًا قويًا ومتينًا قادرًا على تحمل أحمال سيارات العملاء الخفيفة.

وأخيرًا، قمنا بحساب التجميعات المختلفة المطلوبة، بما في ذلك الروابط بين عناصر الهيكل، لضمان مقاومتها وسلامتها. كما أخذنا في الاعتبار أساسات الموقف، من خلال دراسة تصميمها وقدرتها على الدعم.

تم إنجاز هذا المشروع وفقًا للمعايير والتشريعات السارية، ويوفر طاق

ة استيعابية إجمالية تبلغ 420 مكانًا، بما في ذلك مواقف مخصصة لمركبات ذوي الاحتياجات الخاصة ومساحات مخصصة لوقوف الدراجات الهوائية والدراجات النارية.

الكلمات المفتاحية

لأبعاد المبدئية، تحميل الأحمال، الدراسة الديناميكية، الدراسة الزلزالية، برنامج Robot، موقف سيارات، هيكل معدني، تسليح، لائحة RPA99، التحقق، سقف مختلط، صفيحة مضلعة، لوحة ضغط من الخرسانة المسلحة، تجميعات، أساسات، معايير، تشريعات..

Summary

In this project of a steel-framed parking structure located in the wilaya of Annaba, we have undertaken several steps for its realization. The parking is designed to accommodate light vehicles for public customers across five levels, with a total capacity of 420 spaces, including 8 spaces dedicated to vehicles for disabled individuals. Additionally, provisions are made for bicycle and motorcycle parking.

The first step involved load analysis to conduct an initial study of the structural elements, determining the imposed loads on the structure.

Subsequently, we conducted a seismic study in accordance with the RPA99 regulation (2003 version) to account for potential seismic forces. Once this study was completed, we proceeded with the verification of the structural elements to ensure their strength and stability.

Next, we examined the composite floor, which consists of profiled sheeting, connectors, and a reinforced concrete compression slab. This solution provides a solid and resilient floor capable of supporting the loads of light vehicles.

Finally, we calculated the necessary connections and assemblies, including the connections between structural elements, to ensure their strength and integrity. We also considered the parking's foundations, studying their dimensions and load-bearing capacity.

This project was carried out in compliance with applicable standards and regulations. It offers a total capacity of 420 spaces, including dedicated spots for disabled vehicles, as well as designated areas for bicycle and motorcycle parking.

Keywords

Preliminary design, load analysis, dynamic study, seismic study, Robot software, Parking structure, steel frame, reinforcement, RPA99 regulation, verification, composite floor, profiled sheeting, reinforced concrete compression slab, connections, foundations, standards, regulations.

Sommaire

Introduction..... 1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage……..…….....…….....4
Chapitre II : Etude Climatique……..……..…….... 10
Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges…….....20
Chapitre IV : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires:……34
Chapitre V : Etude sismique…….…….....58
Chapitre VI : Calcul des assemblages……..……...…….....68
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure…….…….....97
Conclusion…….……..…….....105

INTRODUCTION GÉNÉRALE :

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, notre objectif est de calculer et de dimensionner une structure métallique de manière à ce qu'elle remplisse sa mission conformément aux normes conceptuelles et techniques. Pour atteindre cet objectif, nous avons divisé le projet en sept chapitres distincts :

Dans le chapitre 1 : Cette étude vise à présenter l'ouvrage dans son ensemble. Son objectif principal est de fournir une vision d'ensemble du projet de parc de stationnement à ossature métallique situé à la wilaya d'Annaba. Ce chapitre permettra de comprendre les principales caractéristiques du parking, telles que sa capacité, sa configuration et ses fonctionnalités spécifiques, telles que les emplacements pour les personnes handicapées, les vélos et les motos. De plus, il permettra de prendre connaissance des étapes préliminaires de l'étude, notamment la descente des charges et l'étude sismique, qui ont été entreprises pour assurer la résistance et la stabilité de la structure. En résumé, ce chapitre vise à présenter l'objectif global du projet et à poser les bases pour les études et les analyses qui suivent.

Pour le chapitre 2 : Cette étude se concentre sur l'étude climatique du site du parc de stationnement. Son but principal est d'analyser les conditions climatiques de la région d'Annaba, y compris les variations saisonnières, afin de prendre en compte ces paramètres dans la conception et le dimensionnement de la structure. Cette étude permettra d'évaluer les charges climatiques auxquelles le parking sera soumis et de garantir sa résistance et sa durabilité dans les conditions environnementales spécifiques de la région.

Le chapitre 3 : Cette étude vise à réaliser le pré dimensionnement des éléments de la structure du parc de stationnement et à évaluer les charges qui s'exerceront sur celle-ci. L'objectif principal est d'obtenir une estimation initiale des dimensions et des capacités des éléments structuraux, tels que les poteaux, les poutres et les dalles, en fonction des charges de service attendues. Cette étape permettra de déterminer les forces et les moments qui agiront sur la structure, afin de garantir sa résistance et sa sécurité lors de son utilisation.

Dans le chapitre 4 : Cette étude est consacré au dimensionnement des éléments secondaires du parc de stationnement. Son objectif principal est de déterminer les dimensions et les spécifications des éléments tels que les planches les escaliers, la toiture, les revêtements de sol, etc. Le dimensionnement de ces éléments est essentiel pour assurer la sécurité des usagers et garantir leur fonctionnalité optimale. Ce chapitre vise à fournir des recommandations et des calculs précis pour garantir que les éléments secondaires de la structure répondent aux normes de conception et de sécurité applicables.

Le chapitre 5 : Cette étude est dédié à l'étude sismique du parc de stationnement. Son objectif principal est d'évaluer les forces sismiques potentielles auxquelles la structure peut être soumise et de vérifier sa capacité à résister à de telles forces. Des calculs et des analyses sismiques sont réalisés en utilisant les normes et les réglementations en vigueur pour garantir la stabilité et la sécurité de l'ouvrage en cas de séisme. Ce chapitre permet de prendre en compte les effets sismiques et de proposer des mesures de renforcement si nécessaire.

Dans le chapitre 6 : Cette étude se concentre sur l'étude de calcul des assemblages de la structure du parc de stationnement. Son objectif principal est d'évaluer la résistance et l'intégrité des différentes connexions entre les éléments structuraux. Des calculs détaillés sont effectués pour garantir que les assemblages sont capables de supporter les charges et les contraintes auxquelles ils seront soumis. Ce chapitre permet de s'assurer de la fiabilité et de la sécurité des assemblages, contribuant ainsi à la durabilité et à la performance globale de la structure du parc de stationnement.

Dans le chapitre 7 : Cette étude est consacré à l'étude de calcul de l'infrastructure du parc de stationnement. Son objectif principal est de dimensionner et d'évaluer la résistance des fondations et des éléments de support de la structure. Des calculs détaillés sont réalisés pour garantir que l'infrastructure est capable de supporter les charges provenant de la superstructure et de transmettre ces charges de manière efficace au sol. Ce chapitre vise à assurer la stabilité, la durabilité et la sécurité globale de l'ouvrage en prenant en compte les caractéristiques du terrain et les contraintes spécifiques du projet.

CHAPITRE I

Présentation de l’ouvrage

1 Présentation de l'ouvrage :

Introduction :

Notre projet consiste en une étude d'un parking aérien à étages multiples qui sera implanté à **ANNABA** région correspondant à la zone **(IIa)**, zone moyenne sismicité selon le **RPA 99 version2003.**

1.1 Description du bâtiment :

Le bâtiment comporte un rez-de-chaussée et 4 étages d'usage commercial.

1.1.1 Classification selon RPA 99 version 2003 :

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car c'est un parking de stationnement public, c'est le groupe 2.

1.1.2 Description des éléments du bâtiment :

1.1.2.1 Ossature :

La structure est composée de portiques métalliques auto-stables qui garantissent la stabilité dans les directions verticale et horizontale.

1.1.2.2 Plancher :

Nous avons opté pour l'utilisation de planchers mixtes à dalle collaborant, dont la composition est représentée dans la figure suivante.

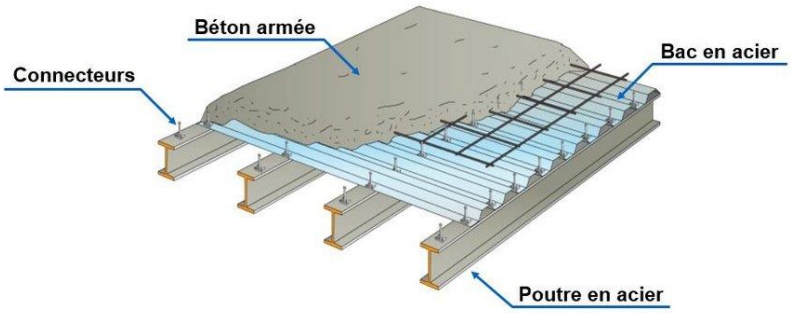


Figure 1-1 Planchers mixtes à dalle collaborant

- Le plancher mixte présente de nombreux avantages, notamment :
  - Une réduction du poids total de la structure.
  - Une rigidité flexionnelle accrue, ce qui entraîne des déformations plus faibles.
  - Une amélioration de la résistance au feu des poutres, en particulier si elles sont enrobées de béton ou intégrées dans l'épaisseur de la dalle.
  - Une diminution de la hauteur du plancher structurel, ce qui permet d'augmenter la hauteur utile de chaque étage.
- Le bac d'acier utilisé est de type (TN40), et il offre les avantages suivants :
  - Il sert de coffrage efficace et étanche, éliminant ainsi la nécessité de retirer les coffrages.
  - Il constitue une plateforme de travail lors de la mise en place du béton.
  - Il permet souvent de se passer de l'utilisation d'étais, ce qui permet de gagner du temps.
- L’épaisseur totale de la dalle BA est de 12 cm
- La connexion entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est établie à l'aide de goujons connecteurs.

1.1.2.3 Les escaliers :

Les escaliers, en tant que structures accessoires, assurent la circulation entre les différents niveaux d'un bâtiment. Dans notre projet, nous avons inclus quatre escaliers droits du même type, avec deux volées et un palier de repos.

1.1.2.4 Les rampes :

La structure comprend également deux rampes droites qui relient chaque étage de la structure. Il est important que ces rampes aient une inclinaison inférieure à 16% pour assurer une accessibilité optimale.

1.1.2.5 Les façades :

Notre ouvrage est un parc de stationnement aérien, et conformément aux normes de sécurité, les façades sont conçues selon le principe de ventilation. Ainsi, les surfaces de ventilation représentent au moins 50% de la façade et 5% de la surface du plancher par niveau. De plus, les façades sont clôturées avec un grillage rigide de couleurs à sceller.

Pour le RDC on le couver complétement en laissant les ouverture d’accès.

Pour l’étage courant on couver complètent par 1,40m de hauteur le prenant comme une grade du corps pour la sécurité des gens

Figure 1-2 Le grillage rigide de couleurs à sceller

1.1.2.6 Les toitures :

La toiture à double pente de la structure est recouverte de panneaux sandwich.

1.1.2.7 Le contreventement :

Des dispositifs de stabilisation, tels que des palées triangulées en forme de V et de X de type UAP 100, sont utilisés pour absorber les forces exercées par le vent et le séisme et les transmettre au sol de manière efficace et sécurisée.

1.1.3 Caractéristique dimensionnelles :

Cette étude sera réalisée en tenant compte des paramètres suivants:

- Longueur en plan : 72.00m
- Largeur en plan : 32.00m
- Hauteur du RDC : 3.20m
- Hauteur étage courant : 2.80m
- Hauteur totale : 14.40m

1.1.3.1 Conception du système de fondation :

Les fondations sélectionnées pour ce projet sont de type de radier générale

1.2 Règlements utilisés :

- CCM97 : Règles de calcul des constructions en acier
- DTR C2.2 : Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation.
- RPA99 : Règles parasismiques algériennes version 2003.
- RNV-V2013 : Règles définissant les effets de la neige et du vent
- EUROCODE 4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton
- Règles BAEL 91 révisées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites

1.3 Logiciels utilisés :

- AUTODESK Auto CAD 2022
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019.

1.4 Matériaux utilisés :

1.4.1 L'acier :

L'acier est principalement composé de fer et d'un faible taux de carbone, généralement inférieur à 1%. Parmi ses avantages, on compte sa résistance, sa légèreté et sa ductilité. Les valeurs normalisées des principales caractéristiques calculées pour les aciers de construction sont les suivantes :

1. Module d'élasticité longitudinal : E = 210000 N/mm²
2. Module d'élasticité transversal : G = (E / (2(1+ν))) = 81000 N/mm²
3. Coefficient de contraction latéral (Poisson) : ν = 0,3
4. Masse volumique : ρ = 7850 kg/m³

La nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S235, qui se caractérise par :

- Limite d'élasticité : fy = 235 MPa
- Nuance d'acier : Fe360

1.4.2 Le béton :

Le béton est un matériau de construction constitué de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants qui permettent de modifier ses propriétés. Il se caractérise par une excellente résistance à la compression, qui est environ 10 fois supérieure à sa résistance en traction.

- Voici les principales caractéristiques physiques et mécaniques du béton :
- Masse volumique : ρ = 2500$Kg/m3$
- Résistance à la compression à 28 jours : $fc28$ = 25MPa pour le béton de classe C25/30.
- Résistance à la traction à 28 jours : $ft28$ = 0,06$fc28$ + 0,5 = 2,1MPa.

1.5 Les actions :

Les charges appliquées sur l'ouvrage, comprenant des forces et des couples, sont classées en différentes catégories selon leur fréquence d'apparition.

- Des charges permanentes Gi.
- Des charges d'exploitation Qi.
- Des charges climatiques W et S.
- Des charges accidentelles Ei.

1.5.1 Les combinaisons d'action « CCM97-article 2.3.2.2 » :

1.5.2 Situations durables :

1.5.2.1 ELU :

Dans le cas des structures de bâtiments, on utilise la formule la plus défavorable parmi les deux suivantes :

1. En prenant en compte uniquement l'action variable la plus défavorable :

$\sum\gamma Gj.Gkj$ + 1,5.$Qk.max$

2. En prenant en compte toutes les actions variables défavorables :

$\sum \gamma Gj.Gkj + 1{,}5.\sum Qki$

- Gkj représente la valeur caractéristique des charges permanentes.
- Qki représente la valeur caractéristique des charges variables.

Pour les coefficients γGj :

- γGj = 1,35 pour les actions permanentes considérées comme défavorables.
- γGj = 1 pour les actions permanentes considérées comme favorables.

1.5.2.2 ELS :

Pour les structures de bâtiments, on applique la formule la plus défavorable parmi les deux suivantes :

1. En prenant en compte uniquement l'action variable la plus défavorable :

$\sum Gkj + Qk.max$

2. En prenant en compte toutes les actions variables défavorables :

$\sum Gkj + 0{,}9.\sum Qki$ (avec $i > 1$)

Dans ces formules :

- $\sum Gkj$ représente la somme des charges permanentes caractéristiques.
- Qki représente la charge variable caractéristique correspondant à chaque action variable.
- max représente la valeur maximale de l'action variable considérée.
- j et i sont des indices utilisés pour la sommation.

Ces formules permettent de calculer les charges totales agissant sur la structure de manière à prendre en compte les actions permanentes et variables défavorables.

1.5.3 Situations accidentelles « RPA 99 version 2003 article 5.2 » :

Les combinaisons d'actions à prendre en compte pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont les suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $G + Q \pm 1{,}2E$
- $G + Q \pm 0{,}8E$

Dans ces combinaisons, G représente les charges permanentes, Q représente les charges variables et E représente les charges accidentelles.

Ces combinaisons permettent de prendre en compte différentes situations de charges et d'évaluer les sollicitations et déformations de manière appropriée pour assurer la sécurité et la fiabilité de la structure.

1.5.4 Limites des flèches et des déplacements :

1.5.4.1 Flèche verticale :

- $\delta v_{max} = L / 250$ ⟶ Pour tous les planchers de la structure.
- $\delta v_{max} = L / 200$ ⟶ Pour les planchers de tout autre type.

1.5.4.2 Flèche verticale :

- $\delta i,_{max} = hi / 250$ ⟶ Pour les avancées de la structure.

CHAPITRE II

Etude Climatique

2 Etude Climatique

2.1 Actions du vent

2.1.1 Introduction :

L'ouvrage doit être conçu pour résister aux charges verticales et horizontales, parmi lesquelles on trouve l'action du vent. L'objectif est de calculer la pression exercée par le vent sur le bâtiment, ce qui permet de déterminer les efforts induits à chaque niveau. Le vent est considéré comme une force statique appliquée à la structure, bien qu'il s'agisse en réalité d'un phénomène vibratoire qui met en mouvement le bâtiment. Dans les constructions métalliques en particulier, son effet est prédominant. Une étude approfondie doit être réalisée pour déterminer les différentes actions du vent dans toutes les directions possibles, conformément au règlement RNV A99.

Dans le cas d'une construction rectangulaire, il est nécessaire de prendre en compte les deux directions du vent. Les calculs doivent être effectués séparément pour chaque direction, à savoir :

- Vent perpendiculaire à la façade principale → direction du vent V_1
- Vent parallèle à la façade principale → direction du vent V_2

Selon le "Règlement neige et vent" (D.T.R-B.C-2.47), l'effet du vent par unité de surface est évalué à l'aide de la formule suivante :

$$q_j = q_{dyn} . C_d . (C_{pe} - C_{pi})$$

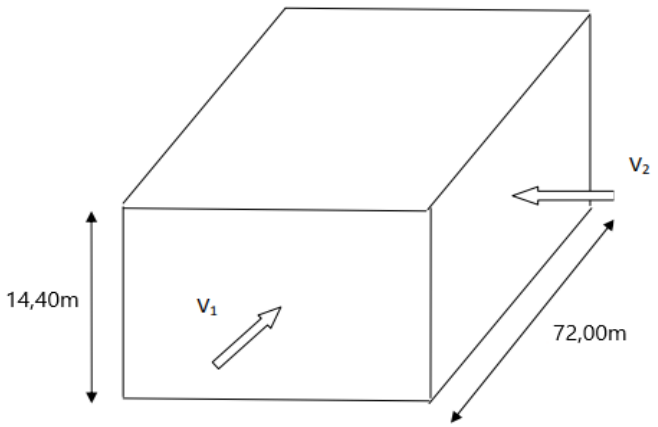


Figure 2-1 : Les directions du vent.

2.1.2 Effet de la région $q_{réf}$

La pression dynamique de référence (qréf) pour les constructions permanentes, qui dépend de la zone de vent, est donnée par le tableau 2.3 du Chapitre II du règlement RNV A99. Dans le cas du projet implanté à Annaba, correspondant à la zone I, la pression de référence est de

$q_{réf} = 375N/m^2$ (Voir tableau 2.3, chapitre 2 du règlement RNV A99).

2.1.3 Effet du site ($K_T, Z_0, Z_{min}, \varepsilon$)

Dans le règlement RNV A99, les terrains sont classés en quatre catégories allant de (I) à (IV), comme indiqué dans le tableau 2.4 du chapitre II. Dans le cas de votre structure, qui sera implantée dans une zone suburbaine, elle sera classée dans la catégorie IV.

- Le facteur du terrain K_T=0,24
- Le paramètre de rugositéZ_0=1
- La hauteur minimaleZ_{min}=16
- Le coefficientε=0,46

2.1.4 Coefficient topographique C_t

Le coefficient de topographie Ct (Z) est utilisé pour prendre en compte l'augmentation de la vitesse du vent due à la présence d'obstacles tels que des collines, des dénivellations, etc. Les valeurs du coefficient Ct (Z) pour différents types de sites sont données dans le tableau 2.5 du chapitre II du règlement RNV A99.

Dans notre cas, puisqu'il s'agit d'un site plat, le coefficient topographique $C_t = 1$,

ce qui signifie qu'il n'y a pas d'effet significatif de la topographie sur la vitesse du vent.

2.1.5 Calcul du coefficient dynamique C_d

D'après la figure 3.2 du Chapitre 3 du RNV A99, pour une structure métallique avec une hauteur d'environ 14,5 m, les valeurs du coefficient dynamique Cd en fonction de la direction du vent sont les suivantes :

- Vent perpendiculaire à la façade principale (direction du vent V_1 : C_d= 0,90.

- Vent parallèle à la façade principale (direction du vent V_2 : C_d= 0,95.

Selon le Chapitre 1, Paragraphe 3.2 du RNV A99, si le coefficient d'excitation dynamique $C_d < 1{,}2$ dans les deux directions du vent, la structure est considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques.

Ces valeurs sont utilisées pour calculer la pression dynamique du vent sur la structure.

2.1.6 Détermination de la pression dynamique q_{dyn}

Selon l'article 3.1.1 du Chapitre 2 du RNV A99, pour une structure avec des planchers intermédiaires et une hauteur totale supérieure à 10 m, il est nécessaire de subdiviser le maître-couple (la surface perpendiculaire à la direction du vent) en ó éléments de surface. Chaque élément de surface doit avoir une hauteur égale à la hauteur d'étage (hi = 3,2 m), où ó représente le nombre de niveaux de la construction.

Pour la vérification de la stabilité de l'ensemble et le dimensionnement des éléments de la structure, il est nécessaire de calculer la pression dynamique en subdivisant le maître-couple en éléments de surface J horizontaux, comme indiqué dans la figure 2.4 du chapitre II du RNV A99. Cette subdivision permet de prendre en compte la distribution des charges dues au vent sur la surface de la structure de manière plus précise.

La pression dynamique est donnée par la formule suivante :

$q_{dyn} = q_{ref} \,.\, C_e\,(Z_e)$ [Formule 2.12 chap. II RNV A99].

Avec :

Le coefficient d'exposition au vent (Zj) tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. Il prend également en considération la nature turbulente du vent. Dans le cas où notre structure est peu

sensible aux excitations dynamiques, le coefficient peut être calculé en utilisant la formule suivante :

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

2.1.7 Hauteur de référence Z_e

Selon le RNV99 version 2003, conformément au chapitre 2, paragraphe 2.3.2,

Pour les parois verticales, le coefficient Z_e est déterminé en fonction de la hauteur maximale h du bâtiment et de la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent.

H<b : $Z_e = h = 14{,}40m$

2.1.8 Coefficient de rugosité c_r

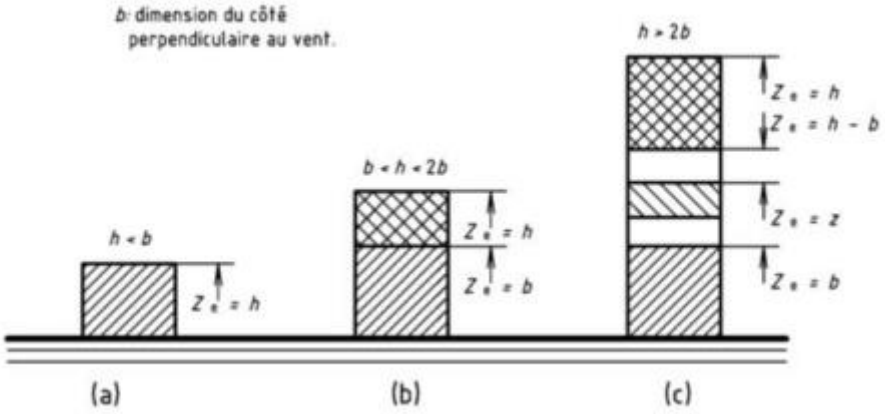


Figure 2-2 Hauteur de référence.

$c_r(z) = K_T \times \ln\frac{Z_{min}}{Z_0} = 0{,}24 \times \ln\frac{16}{1} = 0{,}66$

2.1.9 Intensité de turbulence I_v

$$I_v(z) = \frac{1}{c_t(z) \times ln\frac{Z}{Z_0}} = \frac{1}{1 \times ln\frac{14{,}4}{1}} = 0{,}37$$

Ce qui donne :

$C_e(Z_j) = (1)^2 \times (0{,}66)^2 \times (1 + 7(0{,}37)) = 1{,}56$

Alors : $q_{dyn} = 375 \times 1{,}56 = 585$ daN/m²

2.1.10 Détermination de la pression aérodynamique

$$q_j = c_d \times w(Z)$$

$$w(Z) = q_p(Z) \times (c_{pe} - c_{pi})$$

2.1.11 Coefficient de pression extérieure c_{pe} :

La détermination du coefficient de pression externe c_{pe}pour les constructions à base rectangulaire est basée sur la formule 5.1 du chapitre 5 du RNV A99.

$$c_{pe} = c_{pe1}\ si\ S \leq 1m^2$$

$$c_{pe} = c_{pe1} + \left(c_{pe\,10} - c_{pe\,1}\right) \times log(s)\ \ si\ \ 1m^2 < S < 10m^2$$

$$c_{pe\,1} = c_{pe\,10}\ si\ S \geq 10m^2$$

La surface S (en m²) représente la zone de la paroi considérée. Les coefficients Cpe,1 et Cpe,10 correspondent à des surfaces chargées respectivement de 1 m² et 10 m². Pour déterminer les différentes zones de pression, on se réfère à la figure 5.1 du RNV A99, ainsi qu'au tableau 5.1 du chapitre 5 du même règlement pour obtenir les coefficients c_{pe} appropriés.

2.1.11.1 Paroi verticale :

b = 72,00 m, b =32,00 m et h = 14,40 m.

Avec : b est la dimension du coté perpendiculaire au vent.

Et e = min [b; 2.h] →e = min [72; 28,80] → e = 28,80 m.

Alors on est dans le cas ou

d = 32,00 m > e = 28,80 m

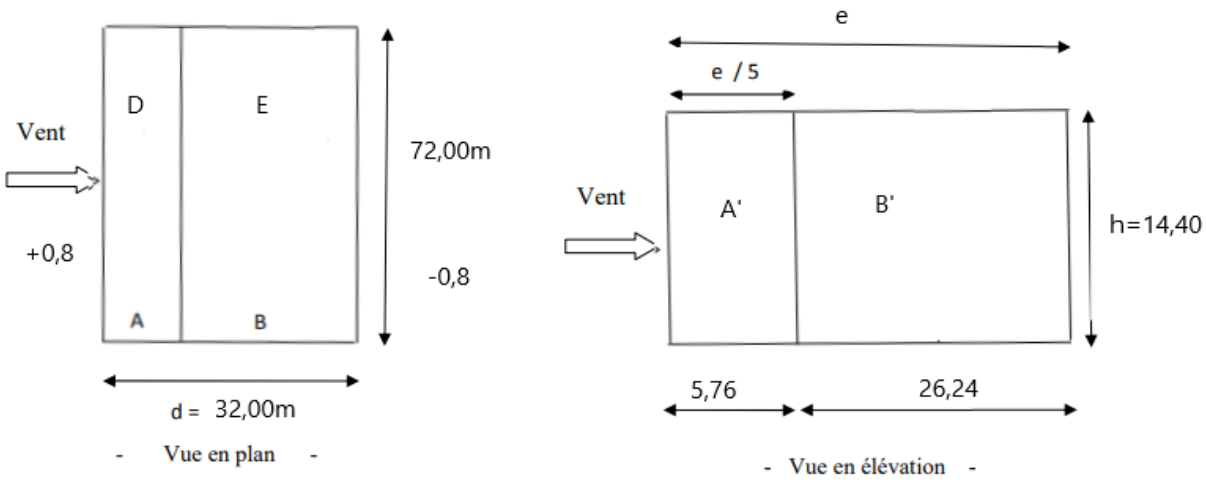


Figure 2-3 Division de la paroi verticale selon le chargement du vent

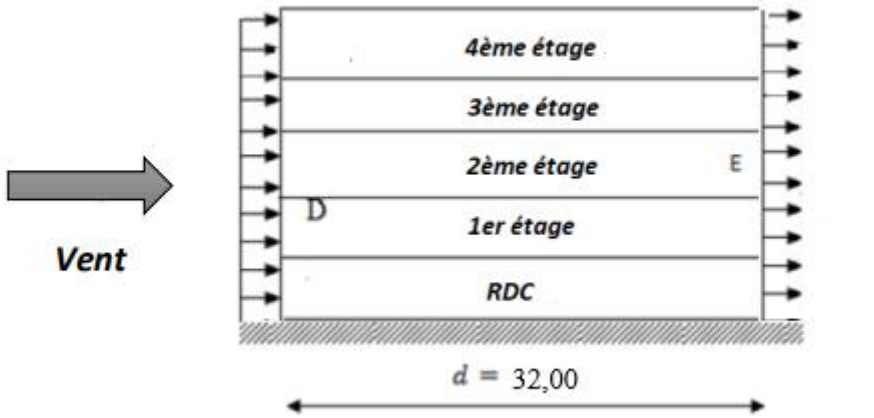


Figure 2-4 Pressions exercées sur les zones D, E

Toutes les surfaces des parois sont supérieures à 10 m2 , donc $c_{pe\,1} = c_{pe\,10}$

Les zones de pression et les valeurs des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur le tableau et la figure qui suivent :

A'	B'	D	E
$C_{pe} = C_{pe,10.}$	$C_{pe} = C_{pe,10.}$	$C_{pe} = C_{pe,10.}$	$C_{pe} = C_{pe,10.}$
-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

Tableau 2-1 Coefficients de pression extérieure.

2.1.12 Coefficient de pression intérieur c_{pi} :

Le coefficient de pression intérieur Cpi tient compte de l'effet des ouvertures sur la charge de vent exercée sur la structure. Il dépend de l'indice de perméabilité µp et du rapport h/d.

Le coefficient Cpi est calculé en fonction de ces paramètres pour prendre en compte l'interaction entre les ouvertures et la pression du vent à l'intérieur de la structure.
On définit l'indice de perméabilité $\mu_p$avec la formule donnée dans l'article 2.2.2 chap.5 RNV99V2013.

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

Les ouvertures prises en compte dans le calcul du coefficient de pression intérieur Cpi sont toutes les ouvertures, quelles que soient leur nature, qui débouchent vers l'extérieur et permettent la circulation de l'air. Cela inclut les fenêtres, les portes, les ventilateurs, les conduits d'aération, etc.

$$\frac{h}{d} = \frac{14{,}4}{32} = 0{,}45$$

En effectuant une interpolation entre les valeurs de h/d égales à 1 et h/d égales à 0,25, nous pouvons déterminer le coefficient de pression intérieur Cpi correspondant à h/d = 0,45.

Zone	C_d	q_p (DaN/m^2)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_j (DaN/m^2)
A'	*1*	375	*-1,0*	*-0,264*	*-0,736*	-276
B'	*1*	375	*-0,8*	*-0,264*	*-0,536*	-201
D	*1*	375	*+0,8*	*-0,264*	*+1,064*	399
E	*1*	375	*-0,3*	*-0,264*	*-0,036*	-13,5

Tableau 2-2 Valeurs de qj suivant les zones de la paroi verticale

2.1.13 Effet du vent sur la toiture

Dans le cas d'un bâtiment R+4 avec un remplissage en maçonnerie et des planchers mixtes (acier-béton), la structure est considérée comme lourde et robuste. Étant donné que l'effet du vent sur la toiture est généralement plus préoccupant pour les structures légères, il est possible de conclure que l'étude spécifique de l'effet du vent sur la toiture n'est pas nécessaire dans ce cas. Cependant, il est toujours important de prendre en compte les charges de vent lors de la conception globale de la structure pour assurer sa stabilité et sa résistance aux actions horizontales.

2.1.14 Calcul des forces de frottement F_{ft}

Il est nécessaire de vérifier l'un des rapports suivants pour prendre en compte le frottement exercé sur les parois parallèles à la direction du vent :

$$\begin{cases} \frac{d}{b} \geq 3 \rightarrow \frac{32}{72} = 0{,}44 \\ \frac{d}{h} \geq 3 \rightarrow \frac{32}{14{,}4} = 0{,}24 \end{cases} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

les conditions requises pour prendre en compte les forces de frottement dues au vent ne sont pas satisfaites, il est possible de ne pas tenir compte de ces forces dans l'étude. Cela signifie que l'effet du frottement sur les parois parallèles à la direction du vent est négligé, et seules les forces de pression externe et interne sont prises en considération dans l'analyse de la structure face au vent.

2.2 Action de la neige

2.2.1 Le but

Dans le cadre de cette étude, l'objectif est de déterminer les valeurs représentatives de la charge statique de neige qui s'accumule sur les surfaces situées au-dessus du sol, notamment sur les toitures. Il est important de prendre en compte cette charge pour dimensionner adéquatement la structure et assurer sa stabilité.

Dans le cas de votre structure située en Algérie, à une altitude inférieure à 2000 mètres, le règlement RNV 99 version 2013 peut être appliqué. Ce règlement fournit des directives spécifiques concernant la charge de neige à prendre en compte lors de la conception et du dimensionnement des structures dans la région.

Il est donc recommandé de se référer aux dispositions du RNV 99 version 2013 pour déterminer les charges de neige applicables à votre projet et les considérer dans le dimensionnement de la structure. Cela garantira que la structure est conçue de manière appropriée pour résister aux charges de neige attendues dans la zone géographique spécifique.

2.2.2 Calcul des charges de neige sur la toiture

La formule [1] de l'article [3.1.1] du RNV 99 v 2013 permet de calculer la charge caractéristique de la neige par unité de surface en projection horizontale sur les toitures ou toute autre surface sujette à l'accumulation de neige. Cette formule permet d'obtenir la valeur représentative de la charge statique de la neige en fonction de différents paramètres tels que la localisation géographique, l'altitude et les caractéristiques de la surface.

$$S = \mu \times S_K \qquad [KN / m^2]$$

Où

S_K : est la charge de neige sur le sol, elle est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

μ : est un coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture.

La valeur de Sk est déterminée par la loi de variation donnée dans l'article 4.2 du RNVA99 en fonction de l'altitude H en m (par rapport au niveau de la mer).

Notre projet [Parking] est implanté à Annaba qui est classée en zone B selon la classification de RNVA99, avec une altitude d'environ 4m

Zone B $\rightarrow Sk = \frac{0{,}04\ x\ H + 10}{100} = \frac{0{,}04\ x\ 4 + 10}{100} = 0{,}10\ KN\ /\ m^2$

La structure présente le type de toiture plate c'est-à-dire un versant avec $\mathbf{0} \leq \boldsymbol{\alpha} \leq \mathbf{30}°$, selon le tableau 1 du RNV99 v2013 ; le coefficient de forme des toitures μ =8,0.

La charge de neige est alors : S=0,8×0,10=8KN/m^2=80 daN/m^2

2.3 Conclusion

Effectivement, dans ce chapitre, nous avons décrit les principes généraux et les procédures pour déterminer les charges qui agissent sur la structure étudiée, telles que les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et les surcharges climatiques, notamment celles liées au vent.

Les résultats obtenus dans cette étude des charges seront utilisés dans les chapitres suivants, qui se concentrent sur le dimensionnement des différents éléments de la structure, tels que les solives, les poutres, les poteaux, et autres. Ces éléments structurels devront être dimensionnés de manière appropriée pour résister aux charges calculées et assurer la sécurité et la stabilité de la structure dans son ensemble.

CHAPITRE III

Pré-dimensionnement et évaluation des charges

3 Pré-dimensionnement et évaluation des charges :

3.1 Evaluation des charges des éléments :

3.1.1 Introduction :

Ce chapitre traite des charges agissant sur notre bâtiment, qui se divisent en charges permanentes, charges d'exploitation et effets climatiques. Les effets climatiques ont une influence majeure sur la stabilité de l'ouvrage. Les valeurs des charges sont fixées par les normes du règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges).
Une étude climatique sera réalisée pour évaluer les effets de la neige et du vent, en se référant au règlement neige et vent RNV99 version 2013.

3.1.2 Principe de calcul

Le pré-dimensionnement de chaque élément est réalisé en prenant en compte à la fois la condition de flèche et la condition de résistance.

3.1.3 Condition de flèche

La flèche est vérifiée par la condition suivante :$f \leq f_{adm}$
Avec :

$$f = \frac{5q_s l^4}{384\ EI}$$

f: Flèche de l'élément considéré.
f_{adm} : Limite de flèche admissible.
q_s : Charge sur le profilé à l'état limite de service (ELS).
l: Portée de l'élément considéré.
E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie du profilé.

La condition de flèche vérifie que la flèche calculée f est inférieure ou égale à la limite de flèche admissible f_{adm} pour assurer la stabilité et la performance de l'élément structural.

3.1.4 Condition de résistance

La résistance est vérifiée par la condition suivante

Le moment sollicitant le profilé est vérifié par la condition suivante :

$M_{sd} < M_{plRd}$

Avec :

$M_{sd} = \frac{q_u \, l^2}{8}$

$M_{plRd} = \frac{f_y \, w_{ply}}{y_{M0}}$

M_{sd} : Moment sollicitant le profilé.

M_{plRd} : Moment résistant du profilé.

q_u : Charge sur le profilé à l'état limite ultime (ELU).

l : Portée de l'élément considéré.

y_{M0}: Coefficient partiel de sécurité.

I : Moment d'inertie du profilé.

f_y : Limite d'élasticité de l'acier.

w_{ply}: Coefficient partiel de sécurité 1.1.

La condition de moment vérifie que le moment sollicitant M_{sd} est inférieur ou égal au moment résistant M_{plRd} pour assurer la sécurité et la résistance de l'élément structural.

3.1.5 Évaluation des charges :

Les charges et surcharges ont étés prises dans l'Eurocode 1et le document technique réglementaire (D.T.R-BC.2.2).

3.1.5.1 Les charges permanentes :

- Plancher
  - Charge permanente G
  - Chape en ciment
  - Dalle en béton arme
  - Bac en acier
  - Profile métallique
- Equipement Technique
  - Chape en mortier (e = 3 cm)…….……3 × 20=0,60 KN/m^2.

(DTR BC 22 page 40 :0,20 KN par cm d'épaisseur)

- Dalle en béton armé (e = 12 cm)……..……..0,75× 3 = 2,25 KN.

(DTR BC 22 page 39)

- Bac en acier Tôle TN…….…….……0, 15 KN/m^2.
- Profile métallique ……..0, 33 KN/m^2.
- Equipement techniques éclairage et ventilation……...0, 25 KN/m^2**.**

$\sum G = 0,60+2,25+0,15+0,33+0,25= 3,58$ KN/m^2.

3.1.6 Les surcharges d'exploitation :

- Plancher courant……2,5 KN/m2.

(DTR BC 22 page 18)

Charge permanentes	**Surcharge d'exploitation**
G=3,60KN/m²	**Q=2,50K N/m²**

Tableau 3-1 Bilan final des charge

3.2 Pré-dimensionnement des éléments

3.2.1 Pré-dimensionnement des solives :

Les solives sont des éléments de structure qui servent à supporter les charges du plancher et à les transférer aux poutres principales auxquelles elles sont fixées.

Dans chaque plancher, on a deux (2) types de solives :

L= 5,00m ; L=5,50m

On prend le plus défavorable : L= 5,50m

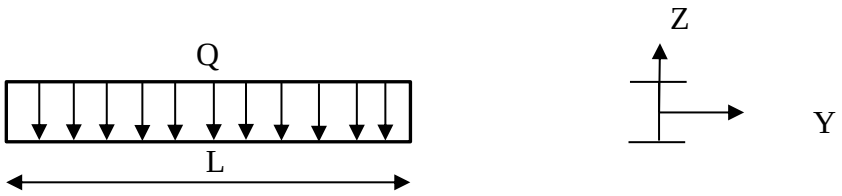


Figure 3-1 Schéma statique de la solive

- **Plancher courant**

  - On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la solive : $l = 5{,}50\ m$

Entre axe des solives : e= 2,00 m

G = 3,58 x 2=**7,16KN/m**

Q = 2,50 x2=**5 KN/m**

Les combinaisons de charges à considérées à l'ELU sont :

qu= 1,35 G + 1,5Q =1,35 x7,16 + 1,50 x5 = **17 ,16 KN/m**

Détermination du moment fléchissant ultime :

$M_{u=}\frac{Qu\,l^2}{8} = \frac{17{,}16 \times 5{,}5^2}{8} = \mathbf{64,88KN/m}$

Détermination du module de flexion Wyy :

$$\sigma e = 235$$

$Wy.y = \frac{M\ ultime}{\sigma\ e} = \frac{64{,}88}{235} 10^3 = 276{,}08\ cm^3$

- Condition de déformation (flèche admissible)

f$(G+Q) \leq f_{adm}$

$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{5500}{300}$= 18,33 mm= 0,018 m

Les combinaisons de charges à considérées à l'ELS sont :

Q_s = [G +q] = 7,16 + 5= **12,16 KN/m**

- Détermination du moment d'inertie I_{yy}

$f\frac{5\ q\ l^4}{384\ EI} \leq f_{adm}$

$Iyy = \frac{6{,}20\ x q_s\ x\ l^4}{f_{adm}} = \frac{6{,}20\ x 12{,}60\ x\ 5{,}5^4}{18{,}33}$ = **3763 cm^4**

Choix de profile IPE 240

w_{yy}= 324 cm^3

I_{yy}= 3892 cm^4

- Classe de la section :

Vérification de la semelle :

$\frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon = \frac{120}{2\times 9{,}8} \leq 10 \times 1 = 6{,}1 < 10 \rightarrow$ Semelle de classe 1

Avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

Vérification de l'âme :

$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon = \frac{190{,}4}{6{,}2} \leq 72 \times 1 = 30{,}70 < 72 \rightarrow$ Ame de classe 1

Donc la section est de classe 1

- **<u>Vérification en tenant compte du poids du profilé :</u>**

- La flèche

$f = \frac{5x\ Qx\ l^4}{384\ x\ E\ I} = \frac{5\ x\ 12{,}16\ x\ 5{,}5^4}{384 \times 2.1 \times 3892} = 0{,}017m$ f < f_{adm} Condition Vérifiée

- Critère de resistance

$M_{sd} < M_{plRd}$

$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{17{,}16\ x\ 5^2}{8} = 53{,}62\ KN/m$

$$M_{plRd} = \frac{f_{y \times w_{ply}}}{1{,}1} = \frac{235 \times 367}{1{,}1} = 78404{,}54\ KN/m^2$$

$M_{sd} < M_{plRd}$ Condition Verifier

- Cisaillement :

$$V_{sd} < V_{plRd}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_u l}{2} = \frac{17{,}58 \times 5{,}5}{2} = \mathbf{48,345KN}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz}.\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = \frac{1{,}910 \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1} = \mathbf{259,14KN} > \mathbf{48,345KN}$$

$V_{sd} < V_{plRd}$ Condition Verifier

Après vérification de toutes les conditions requises, la décision a été prise d'utiliser des solives de type **IPE 240** pour le plancher courant.

3.2.2 Pré-dimensionnement des sommiers :

Les sommiers, qui sont des poutres porteuses, jouent un rôle essentiel dans la structure en supportant les charges des planchers et en les transmettant aux poteaux. Ils subissent principalement des moments de flexion dus à ces charges

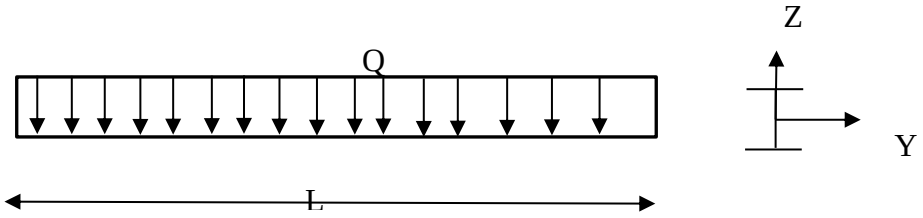


Figure 3-2 1 Schéma statique du sommier

- **Plancher courant**

On a les caractéristiques suivantes :

Portée du sommier : L=12m

Entre axe des sommiers : $e_{sommier}$= 5,50m , : $e_{sommier}$= 5,00m

Entre axe des solives : e_{solive}= 2m

On a deux entre axe pour les sommiers on prend le plus défavorable : L= 5,50m

Le poids du profilée est exclu dans la descente des charge

G = 3,58 x 5,5=19,69**KN/m**

Q = 2,50 x5,5=**13,75 KN/m**

Les combinaisons de charges à considérées à l'ELU sont :

Qu= 1,35 G + 1,5Q =1,35 x19,69 + 1,50 x13,75 = **47,20 KN/m**

- Détermination du moment fléchissant ultime :

$M_{u=}\frac{Qu\,l^2}{8} = \frac{47{,}20 \times 12^2}{8} = \mathbf{849{,}6KN/m}$

- Détermination du module de flexion Wyy :

$$\sigma e = 235$$

Wy.y = $\frac{M\ ultime}{\sigma\ e}$=$\frac{849,6}{235}$ 10^3=3615,31 cm^3

- Condition de déformation (flèche admissible)

f$(G+Q)$≤ f_{adm}

f_{adm}= $\frac{L}{300}$ = $\frac{12000}{300}$= 40 mm= 0,040 m

Les combinaisons de charges à considérées à l'ELS sont :

Q_s = [G +q] = 19,69+13,75= **33,44 *KN*/m**

- Détermination du moment d'inertie I_{yy}

$f\ \frac{5\ q\ l^4}{384\ EI} \leq f_{adm}$

$Iyy = \frac{6{,}20\ x q_s\ x\ l^4}{f_{adm}} = \frac{6{,}20\ x 33{,}44\ x\ 12^4}{40}$ = **107478,83 cm^4**

Choix de profile HEA 550

w_{yy}= 4146 cm^3

I_{yy}= 111932 cm^4

- Classe de la section :

Vérification de la semelle :

$\frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon = \frac{300}{2\times24} \leq 10 \times 1 = 6{,}25 < 10 \rightarrow$ Semelle de classe 1

Avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

Vérification de l'âme :

$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon = \frac{438}{12{,}5} \leq 72 \times 1 = 35{,}04 < 72 \rightarrow$ Ame de classe 1

Donc la section est de classe 1

- **<u>Vérification en tenant compte du poids du profilé :</u>**

- La flèche

$f = \frac{5\times q\times l^4}{384\times E\,I} = \frac{5\times 33{,}44\times 12^4}{384\times 2{,}1\times 111932} = \mathbf{0,038m}$ f < f_{adm} Condition Vérifiée

- Critère de résistance

$M_{sd} < M_{plRd}$

$M_{sd} = \frac{Q_u l^2}{8} = 53{,}62\ KN/m$

$$M_{plRd} = \frac{f_{y\times w_{ply}}}{1{,}1} = \frac{235\times 4622}{1{,}1}\times 10^{-3} = 987{,}427\ KN/m^2$$

$M_{sd} < M_{plRd}$ Condition Verifier

- Cisaillement :

$$V_{sd} < V_{plRd}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_u l}{2} = \frac{47{,}20\times 12}{2} = \mathbf{283,2KN}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz}.\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = \frac{8{,}372\times\left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1} = \mathbf{1135,89KN > 283,2KN}$$

$V_{sd} < V_{plRd}$ Condition Verifier

Après vérification de toutes les conditions requises, la décision a été prise d'utiliser des poutres de type HEA 550 pour le plancher courant.

3.2.3 Pré dimensionnement des poteaux

Pour le poteau le plus sollicité, on effectue une analyse en prenant en compte toutes les charges permanentes ainsi que les surcharges d'exploitation. Cette descente de charge permet d'évaluer les forces et les moments qui s'exercent sur le poteau, afin de déterminer les sollicitations maximales auxquelles il est soumis. Cette approche nous permet de dimensionner le poteau de manière appropriée, en assurant sa résistance et sa stabilité face à l'ensemble des charges agissant sur la structure.

Dimension en plan : 72m×32m

- **Elévation** :

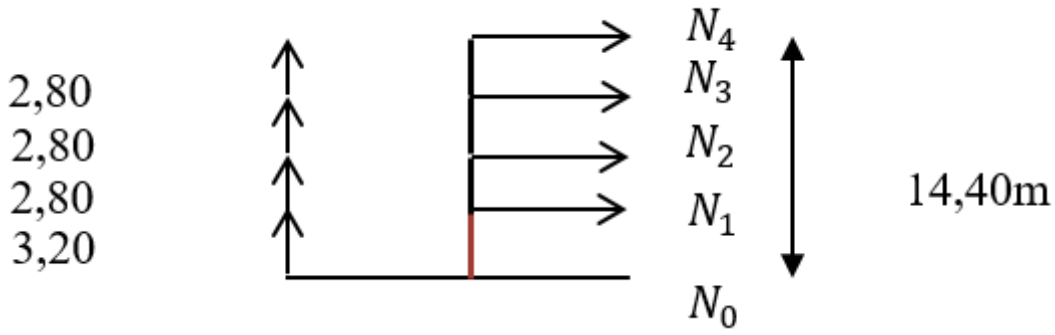


Figure 3-3 Elévation des nombres des plateaux

On a 4 plateaux

La hauteur du poteau le plus défavorable D4 est de H = 3,20 m

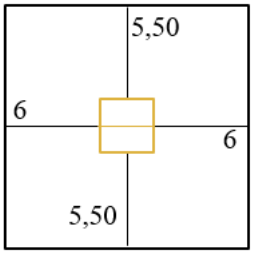


Figure 3-4 Surface reprise par le poteau le plus sollicité

- **Surface afférente :**

$S_{afférente} = \left(\frac{11}{2} + \frac{12}{2}\right) \times 5{,}5 = 63{,}25\text{m}^2$

Le poteau le plus sollicité c'est celui qui porte une surface de S = 63,25 m².

- **Poids ultime pour chaque niveau :**

$P_{ultime} = 1{,}35 \times 3{,}58 + 1{,}50 \times 2{,}50 = 8{,}58 KN/m^2$

- **Effort ultime a la base du poteau :**

$N_u = 63{,}25 \times 8{,}58 \times 4 = 2170{,}40 KN$

- **Calcul de l'effort sollicitant**

- Condition N°1 : Tenue a la compression → Reprise de l'effort normal de compression.

$A_{min} \geq 1{,}15 \times \frac{N_{ultime}}{\overline{\sigma_e}} = A_{min} \geq 1{,}15 \times \frac{2170{,}40}{235} \times 10 = 106{,}21\text{cm}^2$

- Condition N°2 : vis-à-vis du flambement → Stabilité latérale.

$N_{ultime} \leq \frac{\pi^2 EI}{(L_f)^2} \rightarrow I_{zz} \geq 60 N_{ultime} (L_f)^2$

Longueur de flambement du poteau (L_f)

$L_0 = 3{,}20m$ on considéré que le poteau est bi-articulé $L_f = L_0 = 3{,}20m$

$I_{zz} \geq 60 \times 2170{,}40 \times (3{,}20)^2 \times 10^{-3} = 1333{,}49 cm^4$

Choix de profile HEA 300

A_{min}= 112,5 cm^2

I_{zz}= 6310 cm^4

- Classe de la section :

Vérification de la semelle comprimée :

$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon = \frac{150}{14} \leq 11 \times 1 = 10{,}71 < 11$ → Semelle de classe 2

Avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

Vérification de l'âme comprimée :

$\frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon = \frac{208}{8,2} \leq 33 \times 1 = 24,47 < 33 \rightarrow$ Ame de classe 1

Donc la section est de classe 1

On vérifie le flambement selon l'axe qui correspond à la plus faible inertie du profilé, c'est-à-dire selon l'axe z-z.

$N_{sd} \leq N_{plRd}$

N_{sd} =1,35G+1,5Q

$N_{plRd} = x.B_a.\frac{Afy}{\gamma_{M1}}$

L'acier est de Nuance S 235 $\varepsilon = 1$

L'élancement élastique limite

$\lambda_l = \pi\sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi\sqrt{\frac{210000}{235}}$ = **93,9** $\boldsymbol{\beta_a}$ **=1**

Les rayons de giration I_y = 12,74 I_z= 7,49

La hauteur de la section h =290 mm

B=300 t_f = 14

Axe de flambement

l_f=l_0= 3,2 m

$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{l_y} = \frac{320}{12,74}$ = 25,11

- L'élancement réduit :

$\lambda_y = \frac{\lambda}{\lambda_l}\sqrt{\beta_a} = \frac{25,11}{93,9}\sqrt{\mathbf{1}} = 0,26 >$=0,20

Donc il ya un risque de flambement autour de l'ame $y-y$

- La courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,96 < 1,2$$

$$t_f = 14\,mm < 100\,mm$$

Au tour de l'axe y-y la courbe b :

$\propto_y = 0{,}34$

$\emptyset_y = 0{,}5\left(1 + \propto_y \left(\lambda_y - 0{,}2\right) {\lambda_y}^2\right)$

$\emptyset_y = 0{,}5\ (1 + \ 0{,}34\ (0{,}96 - 0{,}2)\ 0{,}96^2\ )$

$$\emptyset_y = \mathbf{0,54}$$

- Le coefficient de réduction pour l'axe y-y :

$x_y = \frac{1}{\emptyset_y + \sqrt{{\emptyset_y}^2 - {\lambda_y}^2}} = \frac{1}{0{,}54 + \sqrt{0{,}54^2 - 0{,}26^2}} = \mathbf{0{,}98}$

$$Axe\ de\ flambement\ z - z$$

- Longueur de flambement

$l_f = l_0 = 3{,}2$ m

$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{l_{yz}} = \frac{320}{7{,}49} = \mathbf{42{,}72}$

$\lambda_z = \frac{\lambda}{\lambda_l}\sqrt{\beta_a} = \frac{42{,}72}{93{,}9}\sqrt{\mathbf{1}} = 0{,}45 > 0{,}20$

$$Donc\ il\ ya\ un\ risque\ de\ flambement\ autour\ de\ l'ame\ z - z$$

- La courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0{,}96 < 1{,}2$$

$$t_f = 14\ mm < 100\ mm$$

Autour de l'axe z-z la courbe c $\propto_z = 0{,}49$

$\emptyset_z = 0{,}5\ \left(1 + \propto_z (\lambda_z - 0{,}2)\ {\lambda_z}^2\right)$

$\emptyset_z = 0{,}5\ (1 + \ 0{,}49\ (0{,}45 - 0{,}2)\ 0{,}45^2\ )$

$$\emptyset_z = \mathbf{0,66}$$

- Le coefficient de réduction pour l'axe z-z :

$x_z = \frac{1}{\emptyset_z + \sqrt{{\emptyset_z}^2 - {\lambda_z}^2}} = \frac{1}{0{,}66 + \sqrt{0{,}66^2 - 0{,}45^2}} = \mathbf{0{,}97 < 1}$

Pour la section, entre les deux axes de flambement

$X = min(x_y , x_z)$ = $min(0{,}98,\ 0{,}97)$ = **0,97**

- $L'effortresistant\ rèduit$

N_{plRd} = X β_aA $\frac{f_y}{\delta}$ = 0,97 × 1 × 11250 × $\frac{235}{1{,}1}$ $\mathbf{10^{-3}}$= **2331,30KN**

$on\ a$: N_{sd} = **2170,40 KN**

$N_{sd} < N_{plRd}$ 2170,40 < 2331,30

ce poteau rèsiste au flambement sous l'effort N_{sd} = 1500 KN

3.2.4 Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer initialement les sections des éléments de la structure en choisissant des profilés proches des sections résistantes. Cependant, la vérification des éléments métalliques avec la seule descente de charge n'est pas suffisante pour effectuer le dimensionnement final. Par conséquent, nous allons maintenant procéder au calcul du plancher mixte pour compléter le dimensionnement de la structure.

CHAPITRE IV

Dimensionnement

Des éléments

Structuraux et Secondaires

4 Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires:

4.1 Etude du plancher mixte :

4.1.1 INTRODUCTION :

Le plancher mixte est composé de poutres, d'une tôle profilée et d'une dalle en béton armé coulée sur le dessus. Il s'agit d'un système porteur où le béton assure la compression supérieure, la tôle profilée agit comme armature en assurant l'adhérence au béton grâce à sa forme spécifique.

Pour limiter la fissuration du béton, un léger treillis d'armatures est incorporé dans la dalle. Lorsque la dalle est connectée aux poutres principales à l'aide de connecteurs, on obtient un plancher mixte acier-béton. Ce système présente l'avantage d'être à la fois économique et efficace sur le plan structurel.

4.1.2 Dimensionnement de la dalle mixte :

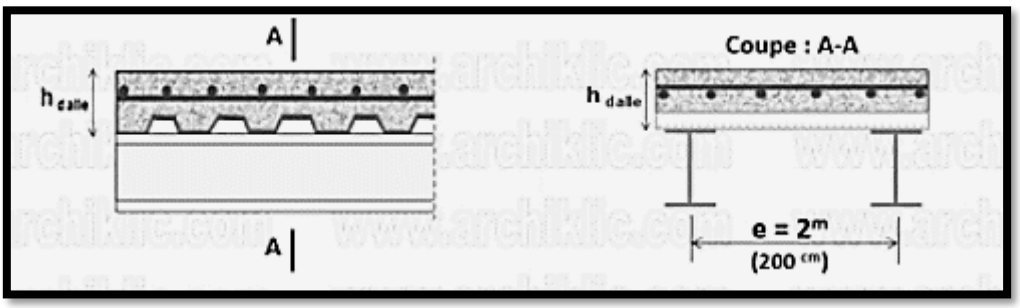


Figure 4-1 Plancher mixte acier-béton

$h_{dalle} = h_{Béton\ armé} + h_{nervure}$ = 8+4 = **12cm**

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

1. Phase de construction : Cette phase vise à vérifier la résistance de la tôle profilée pendant la phase de bétonnage de la dalle. On s'assure que la tôle profilée est capable de supporter les charges et les contraintes qui lui sont appliquées pendant cette étape.

2. Phase finale : Une fois que le béton a durci, on procède à la vérification de la dalle mixte dans sa configuration finale. On s'assure que la dalle, composée du béton et de la tôle profilée, est capable de résister aux charges permanentes et aux charges d'exploitation qui lui sont appliquées.

Ces deux phases permettent de garantir la sécurité et la résistance de la dalle collaborant dans toutes les conditions, depuis sa construction jusqu'à son utilisation finale.

- **Phase de construction :**

Le plancher supporte à la fois les charges permanentes résultant du poids propre de la tôle et du béton (avant durcissement) ainsi que les charges d'exploitation liées à la présence des ouvriers.

- **Vérification de tôle profilée en acier utilisé comme coffrage**

- Chargement

➢ La surcharge de chantier (ouvrier et matériel) ……..……..1, 50 KN/m^2.

➢ Bac en acier Tôle TN…….…….……0, 10 KN/m^2

➢ Dalle en béton armé (e = 12 cm)……..……0,75× 3= 2,25 KN/m^2

Charge permanentes	Surcharge d'exploitation
G=2,40KN/m²	Q=1,50K N/m²

- Caractéristique de la tôle(TN) :

$IXX = 17{,}86cm4$

$Inertie\ efficace : Ieff = 25{,}41\ cm^4$

$Aire = 16.00\ cm^2/ml$

$Poids = 9{,}89\ daN/m^2$

$Position\ fibre\ neutre\ vi = 1{,}06\ cm$

$Module\ d'inertie\ I/vi\ =\ 23{,}95\ cm^3$

$Fyp = 350N/m^2$

- **Phase finale :**

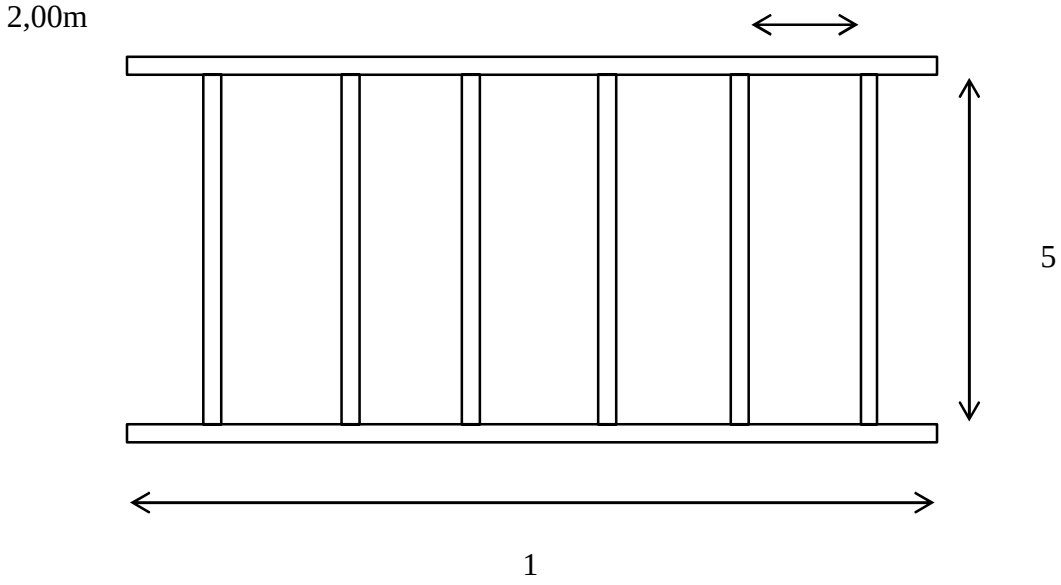


Figure 4-2 Schéma de la trame supportant les planchers

Lx =5,5 m.

Ly=12 m.

e = 10 cm.

$h_{\ dalle} = h_{beton\ arm\acute{e}} + h_{nervure}$=8+4=12 cm=0,12 m

$\delta = \left(\frac{Lx}{Ly}\right) = \frac{5{,}5}{12} = 0{,}46$

$si\ \ \delta = (\frac{Lx}{Ly}) \geq 0{,}4 \rightarrow\ \ 2\ sens$

$si\ \ \delta = (\frac{Lx}{Ly}) \leq 0{,}4 \rightarrow\ 1\ sens$

Le panneau de dalle travaille dans les deux sens (Lx et Ly). La dalle doit donc être calculée comme une poutre en flexion simple dans les deux directions.

- **<u>Vérification de la section mixte (Dalle + solive) :</u>**

Largeur efficace de la dalle

b_{eff} =$b_{e1} + b_{e2}$ avec b_{ei} = min$\left(\frac{L_0}{8}\ ;\ b_i\right)$

$avec\ L_0$= la portée de la poutre = 5,5 m

$b_{e1} + b_{e2}$ = 1 m

b_{ei} = min$\left(\frac{5,5}{8}\ ;\ 1\right)$ = 0,687 m

b_{eff} =$b_{e1} + b_{e2}$ = 0,687 + 0,687 = $\mathbf{1,375\ m}$

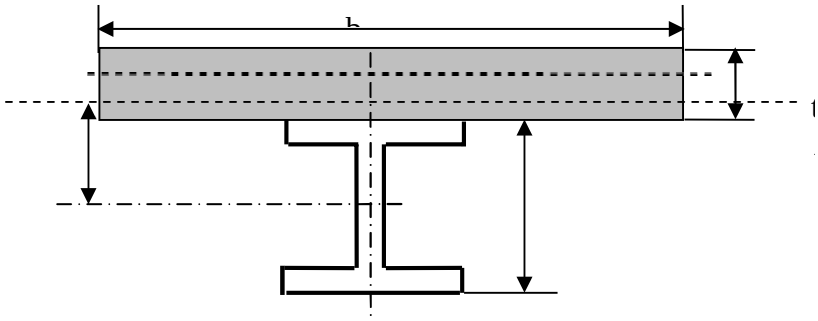


Figure 4-3 Largeur efficace de la dalle

Position de l'axe neutre

F_a= $A_a \times \frac{f_y}{\delta_M}$

F_c= $b_{e\,ff} \times\ h_c\ \times \left(\ 0,85 \times \frac{f_{CK}}{\delta_c}\right)$

h_c: 120 mm

f_{CK}:25 MPa

f_y: 235 MPa

δ_c;1,5

δ_M :1,7

A_a: 3910

IPE 240

Donc :

F_a= 3910 $\times\ \frac{23,5}{1,1}$ = **83531 dan**

F_c=1250 × 120 × $\left(0{,}85 \times \frac{2{,}5}{1{,}5}\right)$ = **212500 dan**

$\boldsymbol{F_a < F_c}$ Donc l'axe neutre se situer dans la Dalle

La formule de l'axe neutre est calculer à partir de la formule suivante **:**

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0{,}85 \times \frac{f_{CK}}{\delta_c}} \leq h_c$$

$$Z = \frac{83531}{1375 \times 0{,}85 \times \frac{2{,}5}{1{,}5}} = 42{,}88 \text{ mm} < 120\ mm$$

Distribution plastique de contrainte avec axe neutre dans la dalle

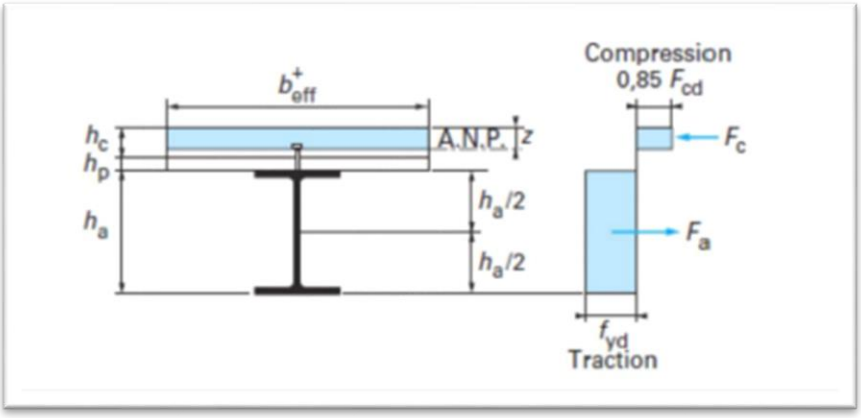


Figure 4-4 Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (flexion positive).

D'après le DTR charges et surcharge article 7.1 et la norme EN 1991-1-1 :2001 les planchers doivent être conçus pour supporter une charge d'exploitation uniformément répartie de 2.5 KN/m2

- Chargement :

$G_{solive} = 30{,}70\ Kg/m$b

$G_{étage} = 360 \times 2 = 720$

$G_{total} = 750{,}7\ daN/ml$

$Surcharge\ Q = 250 \times 2 = 500\ daN/ml$

- Vérification du moment de fléchissant

$$\boldsymbol{M_{sd} < M_{plRd}}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$\boldsymbol{M_{plRd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2}\right)}$$

h_a La hauteur du profilé IPE 240

$$h_p \ la\ hauteur\ de\ la\ nervure$$

h_c L'epaisseur en béton

$M_{plRd} = 83531\left(\frac{0,24}{2} + 0,12 + 0,04 - \frac{0,0428}{2}\right)$= **21601,60 daN**

$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8}$

$$q_u = 1,35\ G + 1,35\ Q = 1,35 \times 750,7 + 1,5 \times 500 = \mathbf{1763,445\ daN}$$

$M_{sd} = \frac{1763,445 \times 5,5^2}{8}$= **6668 daNm**

$\boldsymbol{M_{sd} = 6668daN < M_{plRd} = 21601,60}$daN.m Condition vérifiée

- Vérification du voilement de l'amé

$\frac{d}{t_w} = \frac{190,4}{6,2}$=30,70< 72 Condition vérifiée Donc on ne tient pas l'effet de voilement

- Vérification du cisaillement

$$V_{sd} < V_{plRd}$$

$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1683,045 \times 5}{2} = 4207,60$daN

$V_{plRd} = \frac{0,58\ f_y A_0}{\gamma_{M0}} = \frac{0.58 \times 23,5 \times 1912,76}{1,1} = 23700daN$

avec : Av = A-2×b×tf +(tw +2×r) ×tf = 1912,76mm²

$\boldsymbol{V_{sd} < V_{plRd}}$ Condition verifiée

– Vérification da la fléche

$f_{adm} < f_{max}$

$f_{max} = \frac{L}{300} = \frac{5,5}{300} = \mathbf{0,018m}$

$f_{adm} = \frac{5qL^4}{384EI_h}$

$I_h = I_a + A_a\ (h_a - Z)^2 + \frac{b_{eff} + h_c}{n} + \left(Z - \frac{hc}{2}\right)^2$

I_a moment d'inertie de la poutre $(I_a = I_y)$

N Coefficient d'équivalence $n = \frac{E_a}{E_{c'}}$

E_a Module d'élasticité de l'acier = 210000 MPa

$E_{c'}$ Module d'équivalence en beton $= \frac{E_c n}{2}$

$n = \frac{210000}{30500/2}$ = 13,77

I_h=3892+3910$(240 - 42{,}88)^2$ + $\frac{1375+120}{13{,}77}$+ $\left(42{,}88 - \frac{120}{2}\right)^2$ $= \mathbf{15,19 \times 10^7\ mm^4}$

q_s= G+Q= 750,7 + 500 = **1250,70 daN/ml**

$f_{adm} = \frac{5 \times 1250{,}7 \times 5{,}5^4}{384 \times 210000 \times 10^9 \times 15{,}19 \times 10^{-5}}$= **0,004m**

$f_{adm} = \mathbf{0,004} < f_{max} = 0{,}018$m Condition vérifiée

4.2 Etude des connecteurs

Les connecteurs sont utilisés pour renforcer le comportement mixte entre la poutre en acier et le beton.la connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal.

d= 16 mm

h=80 mm

f_y= 275 MPa

f_u=430 Mpa

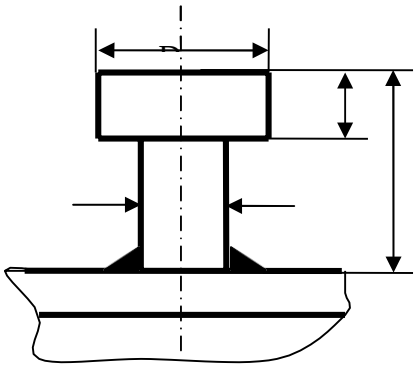


Figure 4-5 Goujon à tête soudée

- Résistance du connecteur isolé :

$$p_{rd} = min\begin{cases} \dfrac{08 \times K \times f_u \times \left(\pi \times \frac{d^2}{4}\right)}{\delta_v} \\ \dfrac{0{,}29 \times k \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{CK}} \times E_{cm}}{\delta_v} \end{cases}$$

δ_v : le coffecien de partiel de securité pour les connecteurs pris égale à 1,25

D ; Diamètre du fut de goujon

f_u Résistance ultime en traction de l'acier du goujon =430 MPa

E_{cm} Module d'élasticité du Beton =30500MPa

f_{CK} =25 MPa

α Facteur correctif$f(x) = \begin{cases} \alpha = 0{,}2 \times \left(\frac{h}{d} + 1\right) \ pour \ 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 \qquad\qquad \frac{h}{d} \geq 4 \end{cases}$

$$\boldsymbol{\frac{h}{d} = 5 > 4 \qquad \alpha = 1}$$

K Facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures ($Solive\ perpenduculaire\ aux\ nervures$)

K

$$\begin{cases} 0{,}6 \times \frac{b_0}{h_p}\left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) \leq 1 \quad si\ la\ nervure\ parellel\ \text{à}\ l'effortde\ cissaillement \\ \frac{0{,}7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p}\left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) \leq K_{T_{max}}\ si\ la\ nervure\ parellel\ \text{à}\ l'effortde\ cissaillement \end{cases}$$

b_0= 103,5 h_p= 40 mm $h_{sc} = 80\ mm$

K= $\frac{0{,}7}{\sqrt{1}} \times \frac{125}{40}\left(\frac{80}{40} - 1\right)$= 2,17

K= 0,85 Annexe B les nervures sont perpendiculaire à l'effort de cisaillement

$$p_{rd} = \begin{cases} \frac{0{,}8 \times 0{,}85 \times 430 \times \left(\frac{3{,}14 \times 16^2}{4}\right)}{1{,}25} = \mathbf{47032{,}406} \\ \frac{0{,}29 \times 0{,}85 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 30500}}{1{,}25} = \mathbf{44082{,}55} \end{cases}$$

- Nombre de connecteur :

N=$\frac{V_l}{p_{rd}}$

N nombre de connecteur

V_l Effort de cissaillement longitudinal

$p_{rd}\min(F_a, F_c) = min\ (83531\ ,\ 212500)$

N= $\frac{83531}{4408{,}256}$= 18,94

On prend 19 Connecteur

- Espacement des connecteurs :

L'espacement des connecteurs dans le sens transversal au cisaillement $\geq 4d =$ **$64\ mm$**

S = $\frac{L}{n-1} = \frac{500}{19-1}$= **27,78**

- Calcul de ferraillage.

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur il est sous forme d'un treillis souder

P= $\frac{A_s}{b-h_c} \geq 0{,}2\%$

$A_s \geq 0{,}002 \times b \times h_c = 0{,}002 \times 1000 \times 120 =$ **$240\ mm^2$**

On choisi ∅8 maillage de 100 mm

- **<u>Vérification de la section mixte ($dalle + poutre\ principale$)</u>**

- Largeur efficace de la dalle

$b_{eff}= b_{e1}+ b_{e2}$ avec $b_{ei}= \min\left(\frac{L_0}{8}, \ b_i\right)$

L_0 : Porté de la poutre =**12 m**

$b_{e1}= b_{e2} = 2\ m$

$b_{ei}= \min\left(\frac{12}{8}, \ 2\right)$=1,5

Donc $b_{eff}= 2 \times 1{,}5 = 3m$

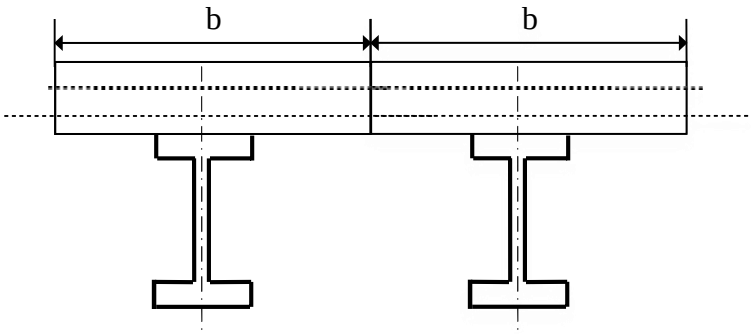


Figure 4-6 Largeur efficace de la dalle

- Position de l'axe neutre :

$h_c = 120\ cm$ $f_{CK} = 25\ MPa$ $A_a = section = 238{,}6\ cm^2$ $\delta_c = 1{,}5$
$\delta_M = 1{,}1$

F_a=A_a= $\frac{f_y}{\delta_M}$=2386× $\frac{23{,}5}{1{,}1}$= **509736**

F_c=$b_{eff} \times \left(h_c \times 0{,}85 \times \frac{f_{CK}}{\delta_c}\right)$= **3000× 120** $\times \left(\mathbf{0,85} \times \frac{\mathbf{2{,}5}}{\mathbf{1{,}5}}\right)$**=510000 daN**

$\boldsymbol{F_a < F_c}$ Laxe neutre situer dans la dalle

Z=$\frac{F_a}{b_{eff} \times 0{,}85 \times \frac{f_{CK}}{\delta_c}} < h_c$

Z=$\frac{509736{,}30}{3000 \times 0{,}85 \times \frac{2{,}5}{1{,}5}}$= **119,9< 120** $\boldsymbol{mm}$

- Chargement

G_{poutre} =187 daN/ml

G_{solive} = $\frac{p_p\ solive}{entraxe} \times n\ solive$ = $\frac{30{,}7}{2} \times 3 = \mathbf{46{,}05\ daN/m^2}$

G_{etage} = $(360 + 46{,}05) \times 3 + 187 = \mathbf{1405{,}15}$ **daN/ml**

Q = 250× $3 = 750\ daN/m^2$

- Vérification moment fléchissant

$$M_{sd < M_{plRd}}$$

M_{plRd}= $F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2}\right)$

h_a La hauteur du profilé **HEB500**

h_p La hauteur des nervures

h_c La hauteur de la dalle en béton

M_{plRd}= $509736{,}3 \left(\frac{0{,}50}{2} + 0{,}12 + 0{,}04 - \frac{0{,}119}{2}\right)$= **178433,29 daN**

M_{sd}=$\frac{q_u \times l^2}{8}$

$$q_u = 1{,}35G + 1{,}5\,Q = 1{,}35 \times 1405{,}15 + 1{,}5 \times 750 = \mathbf{3021{,}95\ daN/ml}$$

M_{sd}=$\frac{3021{,}95\times 12^2}{8}$=**54395,10 daNm**

$\boldsymbol{M_{sd} < M_{plRd}}$ Condition Verifié

- Vérification de voilement de l'amé

Condition de non voilement par cisaillement âme non raidie et non enrobé

$\frac{d}{t_w} \leq 72\,\varepsilon$ $\frac{390}{14{,}5}$ = 26,89 < 72 **Condition vérifiée**

Donc on ne tient pas compte de l'effet du voilement

- Vérification de cisaillement

$$V_{sd} < V_{plRd}$$

$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2}$= $\frac{3021{,}95\times 12}{2}$= **18131,70 daN**

$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f$=238,6 − 2 × 300 × 28 + (14,5 + 2 × 27) × 28 = **12496**

$$\boldsymbol{V_{plRd} = 145129{,}42}$$

$\boldsymbol{V_{sd} < V_{plRd}}$ Condition verifiée

- Vérification de la condition de la fléché

F=$\frac{L}{300}$=$\frac{12}{300}$=0,04

$$f = \frac{5q_s l^2}{384EI_h}$$

I_h= $I_a + A_a(h_a - Z)^2$+$\frac{b_{eff}-h_c}{n}\left(\frac{{h_c}^2}{12} + \left(Z - \frac{h_c}{2}\right)^2\right)$

Avec

I_aMoment d'inertie de la poutre $I_a = I_y$

N confession d'équivalence avec n=$\frac{E_a}{E_{c'}}$

E_a Module d'élasticité de l'acier 210000 MPa

$E_{c'}$Module d'équivalence pour beton c 25/30

$$\alpha = \begin{cases} 0{,}2 \times \left(\frac{h}{d} + 1\right) & pour\ 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & pour\ \frac{h}{d} \geq 4 \end{cases}$$

Avec $\frac{h}{d} = 5 > 4$ $\alpha = 1$

$$K = \begin{cases} 0{,}6 \times \frac{b_0}{h_p}\left(\frac{h_c}{h_p} - 1\right) \leq 1 & parallel \\ \frac{0{,}7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) \leq K_{max} & perpenduculaire \end{cases}$$

Les nervures sont parelles à l'effet de cisaillement

b_0=103,5 mm h_p=40 mm h_{sc}= 80 mm

$$0{,}6 \times \frac{103{,}5}{40}\left(\frac{80}{40} - 1\right) = 1{,}55 \qquad K = 1$$

$$P_{rd}min \begin{cases} \frac{0{,}8 \times K \times f_u \times \left(\frac{\pi - d^2}{4}\right)}{\delta_v} \\ \frac{0{,}29 \times K \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{CK} - E_{cm}}}{\delta_v} \end{cases}$$

$$P_{rd}min \begin{cases} \frac{0{,}8 \times 1 \times 430 \times \left(\frac{3{,}14 - 18^2}{4}\right)}{1{,}25} = \mathbf{70029{,}87} \\ \frac{0{,}29 \times 1 \times 1 \times 18^2 \sqrt{2530500}}{1{,}25} = \mathbf{65637{,}63} \end{cases}$$

Donc en prend $\boldsymbol{P_{rd} = 6563{,}763}$

- Nombre de connecteur :

N=$\frac{V_l}{p_{rd}}$=$\frac{509736,3}{6563,763}$=77,65

On prend 78 connecteurs pour chaque poutre

I_h=107200+2386× $(500-119,9)^2+\frac{300\times120}{13,77}\times\left(\frac{120^2}{12}+\left(119,9-\frac{120}{2}\right)^2\right)=$

470,003 10^6 mm^4

q_s= G+Q =1399,15 +750 = 2149,15

$$f=\frac{5\times1405,15\times15^2}{384\times E\times\ 470,003\ 10^6}=\mathbf{5,89\times10^{-10}}$$

$\boldsymbol{f<f_{adm}}$ Condition vérifiée

- Espacement des connecteurs :

L'espacement dans le sens transversal du cisaillement $\geq 4d\ on\ aura$

15 goujon par rayon

S=$\frac{\boldsymbol{L}}{\boldsymbol{n-1}}$=$\frac{\mathbf{1200}}{\mathbf{1}}$=85,71 cm

4.3 Terrasse Inaccessible

4.3.1 Poutre secondaire (solive)

Charge G :

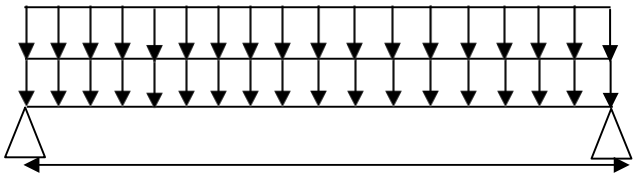
-Panneau sandwich…….0,12 KN/m^2

-Charge de la Neige……0,08 KN/m^2

G= 0,20 KN/$\boldsymbol{m^2}$

Charge d'exploitation

L=5,5m e=2



L= 5,5 m

$q_G = 0{,}2 \times 2 = 0{,}40$ KN/m^2

$q_Q = 1 \times 2 = 2$ KN/m^2

Les combinaisons de charges à considérées à l'ELU sont :

qu= 1,35 G + 1,5Q =1,35 x0,40+ 1,50 x2= **3,54KN/m**

Détermination du moment fléchissant ultime :

$M_{u=}\frac{Qu\,l^2}{8} = \frac{3{,}54 \times 5{,}5^2}{8} = \boldsymbol{13,38KN/m}$

Détermination du module de flexion Wyy :

$$\sigma e = 235$$

$Wy.y = \frac{M\ ultime}{\sigma\ e} = \frac{13{,}38}{235} 10^3 = 57\ cm^3$

- Condition de déformation (flèche admissible)

$f(G+Q) \leq f_{adm}$

$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{5500}{250} = 22$ mm= 0,022 m

Les combinaisons de charges à considérées à l'ELS sont :

Q_s = [G +q] = 0,40+ 2= **2,4 KN/m**

- Détermination du moment d'inertie I_{yy}

$f\frac{5\ q\ l^4}{384\ EI} \leq f_{adm}$

$$Iyy = \frac{6{,}20\ x q_s\ x\ l^4}{f_{adm}} = \frac{6{,}20\ x 2{,}4\ x\ 5{,}5^4}{22} = \mathbf{619\ cm^4}$$

Choix de profile IPE 160

w_{yy}= 109 cm^3

I_{yy}= 869 cm^4

- Classe de la section :

Vérification de la semelle :

$\frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon = \frac{82}{2\times 7{,}4} \leq 10 \times 1 = 5{,}54 < 10 \rightarrow$ Semelle de classe 1

Avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

Vérification de l'âme :

$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon = \frac{127{,}2}{5} \leq 72 \times 1 = 25{,}44 < 72 \rightarrow$ Âme de classe 1

Donc la section est de classe 1

- **<u>Vérification en tenant compte du poids du profilé :</u>**

- La flèche

$f = \frac{5x\ Qx\ l^4}{384\ x\ E\ I} = \frac{5\ x\ 2{,}4\ x\ 5{,}5^4}{384 \times 2.1 \times 869} = 0{,}015m$ f < f_{adm} Condition Vérifiée

- critère de résistance

$M_{sd} < M_{plRd}$

$M_{sd} = \frac{q_u\ l^2}{8} = \frac{3{,}65\ x\ 5{,}5^2}{8} = 13{,}38\ KN/m$

$$M_{plRd} = \frac{f_{y \times w_{ply}}}{1{,}1} = \frac{235 \times 124}{1{,}1} \times 10^{-3} = 26{,}49\ KN/m^2$$

$M_{sd} < M_{plRd}$ Condition Vérifier Cisaillement :

$$V_{sd} < V_{plRd}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_u l}{2} = \frac{3.54 \times 5{,}5}{2} = \mathbf{9,735KN}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = \frac{966 \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1} = \mathbf{131KN > 9,735KN}$$

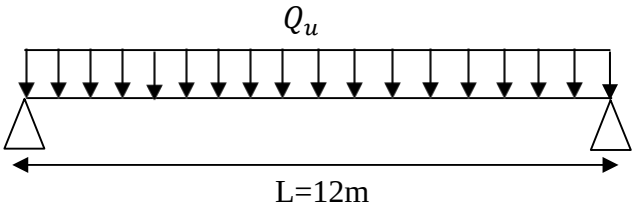
$V_{sd} < V_{plRd}$ Condition Verifier

Après vérification de toutes les conditions requises, la décision a été prise d'utiliser des solives de type IPE 160 pour le plancher courant.

4.3.2 Poutre principal

Charge d'exploitation

L=12m e=5,5



$q_G = 0{,}2 \times 5;5 = 1{,}1\text{KN}/m^2$

$q_Q = 1 \times 5{,}5 = 5{,}5\text{KN}/m^2$

Les combinaisons de charges à considérées à l'ELU sont :

qu= 1,35 G + 1,5Q =1,35 x1,1 + 1,50 x5,5 = **9 ,735 KN/m**

Détermination du moment fléchissant ultime :

$M_{u=}\frac{Qu\,l^2}{8} = \frac{9{,}735\times12^2}{8} = \mathbf{175,23}\boldsymbol{KN/m}$

Détermination du module de flexion Wyy :

$$\sigma e = 235$$

$Wy.y = \frac{M\ ultime}{\sigma\ e} = \frac{175{,}23}{235}10^3 = 745{,}66\ cm^3$

- Condition de déformation (flèche admissible)

$f(G+Q) \leq f_{adm}$

$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{12000}{250} = 48$ mm= 0,048

Les combinaisons de charges à considérées à l'ELS sont :

Q_s = [G +q] = 1,1+ 5,5= **6,6 $\boldsymbol{KN}$/m**

Détermination du moment d'inertie I_{yy}

$f\frac{5\ q\ l^4}{384\ EI} \leq f_{adm}$

$Iyy = \frac{6{,}20\ xq_s\ x\ l^4}{f_{adm}} = \frac{6{,}20\ x2{,}4\ x\ 12^4}{22}$ = **14025** $\boldsymbol{cm^4}$

Choix de profile HEA300

w_{yy}= 1260 cm^3

I_{yy}= 18260 cm^4

- Classe de la section :

Vérification de la semelle :

$\frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon = \frac{300}{2\times14} \leq 14 \times 1 = 10{,}71 < 14 \rightarrow$ Semelle de classe 2

Avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

Vérification de l'âme :

$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon = \frac{208}{8{,}5} \leq 72 \times 1 = 24{,}47 < 72 \rightarrow$ Ame de classe 1

Donc la section est de classe 1

- **<u>Vérification en tenant compte du poids du profilé :</u>**

- La flèche

$f = \frac{5x\ Qx\ l^4}{384\ x\ E\ I} = \frac{5\ x\ 6{,}6\ x\ 12^4}{384\ \times 2.1\times 18260} = 0{,}046m$ f < f_{adm} Condition Vérifiée

- $critaire\ de\ resistance$

$M_{sd} < M_{plRd}$

$M_{sd} = \frac{q_u\ l^2}{8} = \frac{9{,}735\ x\ 12^2}{8} = 175{,}23\ KN/m$

$$M_{plRd} = \frac{f_{y\times w_{ply}}}{1{,}1} = \frac{235\times 1383}{1{,}1}\times 10^{-3} = 295{,}45\ KN/m^2$$

$M_{sd} < M_{plRd}$ Condition Verifier

- Cisaillement :

$$V_{sd} < V_{plRd}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_u l}{2} = \frac{9{,}735 \times 12}{2} = \mathbf{58,41KN}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz}.\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = \frac{3{,}728 \times (\frac{235}{\sqrt{3}})}{1} = \mathbf{505,8KN} > \mathbf{58,41KN}$$

$V_{sd} < V_{plRd}$ Condition Verifier

Après vérification de toutes les conditions requises, la décision a été prise d'utiliser des solives de type HEA 300 pour le plancher courant.

4.4 Pré dimensionnement des contreventements

4.4.1 Introduction

Les contreventements ont la fonction générale de stabilisation de l'ossature on peut distinguer sous ce terme général trois fonction principales liées entre elles :

-Transmettre les efforts horizontaux.

-limiter les déformations.

-Contribuer à augmenter la stabilité de la structure et des éléments.

4.4.2 Type de contreventement X

On à tirer des profils en **2UPN 100** avec L=12 m puisque le contreventement en X on met un assemblage au milieu donc le calcul sera avec L=$\frac{L}{2}$ = $\frac{12}{2}$=6 m

- Vérification à la traction

$N_{sd} \leq 2N_{tBd}$= min$\left[2N_{plRd}\,;\, N_{uRd}\right]$

Avec $\begin{cases} N_{plRd} \;\; Résistance\ plastique \text{ à } la\ section\ brute \\ N_{uRd} \;\; Résistance\ ultime \text{ à } la\ section\ nette \end{cases}$

$N_{plRd} = \frac{Af_y}{\partial_{Mo}}$=$\frac{1350\times2\times235}{1,1}$= **576818,182 N**

$$N_{uRd} = \frac{A_{net\times f_u}}{\partial_{M2}}$$

$\boldsymbol{A_{net}}$=A-$(\boldsymbol{d}\times\boldsymbol{t})$= 1350-$(\mathbf{16}\times\mathbf{10}) = \mathbf{1190}\ \boldsymbol{mm^2}$

$N_{uRd} = \frac{A_{net\times f_u}}{\partial_{M2}} = \frac{1190\times360}{1,25}$=**616896 N**

t : l'épaisseur de la cornière

d : diamètre des boulons M ∅ 16

Donc

N_{trd}= min[57681,82; 61689,6]=**57681,82 daN**

$N_{sd} \leq 2N_{tBd}$ **Condition Vérifiée**

- Vérification à la compression :

Classe profilé UPN 100

Classe de l'âme comprimée

$\frac{d}{t_w} \leq 33\epsilon$ $\epsilon = 1$

$\frac{64}{6} = 10{,}66 < 33$

Classe I

Classe de la semelle comprimée

$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} \leq 10 \in$

$\frac{50/2}{8{,}5} = 2{,}94 < 10$

Classe I

Donc la section du profilée et de section I

- Calcul de la Résistance à la compression

On vérifié le flambement selon l'axe de la plus faible inertie selon l'axe Z-Z

$N_{sd} < N_{plRd} = X \times B_a \times A \times \frac{f_y}{\partial_{Mo}}$ $B_a = 1$

$\lambda = \left[\frac{\lambda}{\lambda_2}\right]\sqrt{B_a}$ L_f=L

Avec $\lambda = \frac{L_f}{2 \times i_z} = \frac{600}{2 \times 14{,}7} = 204{,}08$

$\lambda = \left[\frac{\lambda}{\lambda_2}\right]\sqrt{B_a} = \frac{204{,}08}{93{,}9} = 2{,}17 > 0{,}2$

Donc il y a un risque de flambement

$X = \frac{1}{\emptyset + \sqrt{[\emptyset^2 - \lambda^2]}}$

$\emptyset = 0{,}5 \times [1 + \alpha \times (\lambda - 0{,}2) + \lambda^2] = 0{,}5 \times [1 + 0{,}49 \times (2{,}17 - 0{,}2) + 2{,}17^2] = 3{,}33$

$X = \frac{1}{3{,}33 + \sqrt{[3{,}33^2 - 2{,}17^2]}} = 0{,}17$

$N_{plRd} = X \times B_a \times A \times \frac{f_y}{\partial_{Mo}} = 0{,}17 \times 1 \times 1350 \times 2\frac{235}{1{,}1} =$ **98059,09 N**

4.5 Les escaliers

4.5.1 Introduction

Dans notre projet, nous utilisons un seul type d'escalier en charpente métallique préfabriquée, connu sous le nom d'"escaliers de Vernosc". Ces escaliers sont conçus pour faciliter l'accès aux différents étages du bâtiment. Ils se composent de deux volées reliées à un palier de repos. La charpente métallique offre une structure solide et durable, tandis que les volées et le palier sont conçus pour assurer la sécurité et le confort des utilisateurs lors de la montée ou de la descente des escaliers.

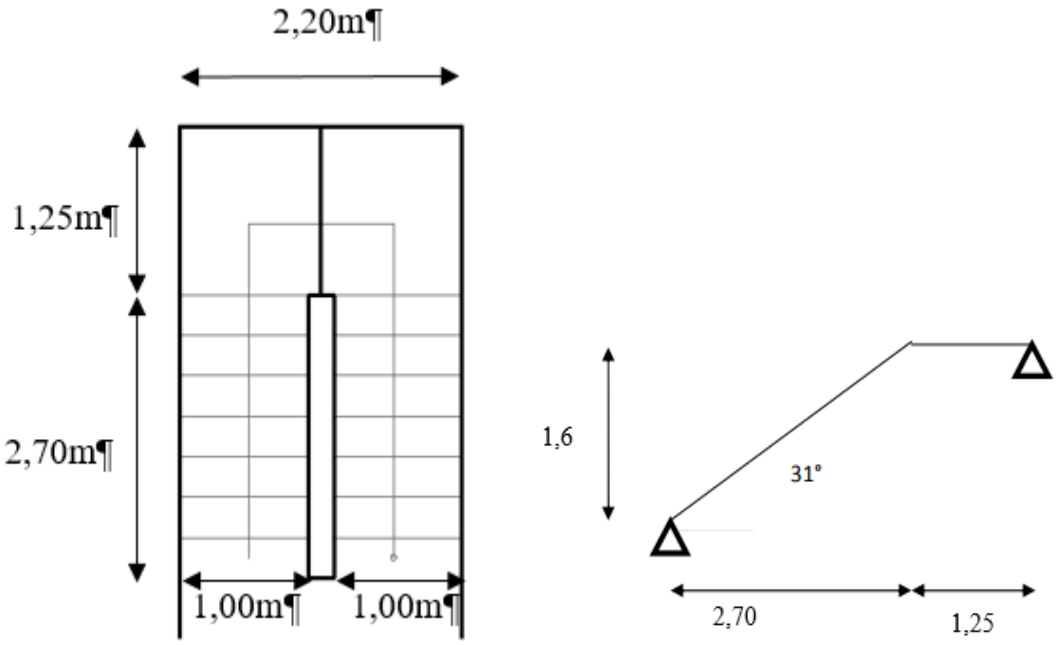


Figure 4-7 1 Schéma de l’escalier a deux volées RDC

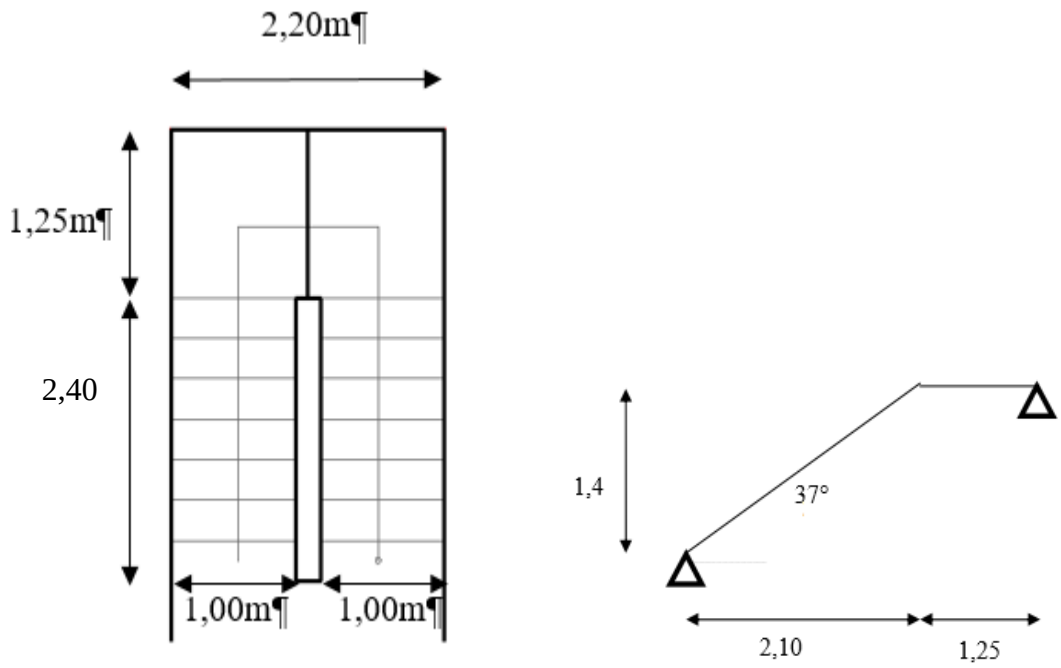


Figure 4-8 1 Schéma de l'escalier a deux volées étage courant

4.6 –présentation du produit

Figure 4-9 Escalier pour établissement recevant du public

4.6.1 Escaliers droits métalliques

L'escalier droit métallique réalisé sur mesure est largement apprécié par les industriels et les professionnels de la construction. Il s'intègre harmonieusement aussi bien dans des espaces intérieurs que extérieurs. Sa grande praticité permet de l'adapter facilement à l'endroit désiré. Nous proposons un escalier qui combine élégance, solidité et respect des normes en vigueur. Son design personnalisé s'adapte aux besoins spécifiques de chaque projet, garantissant ainsi un résultat esthétique et fonctionnel.

L'escalier droit, pouvant comporter jusqu'à 19 marches, est construit avec des limons plats qui lui confèrent une esthétique attrayante. Grâce à ses finitions variées, il peut être installé tant à l'intérieur qu'à l'extérieur. Polyvalent, cet escalier peut servir de sortie de secours ou d'accès principal.

4.6.2 Escalier aux normes

L'escalier droit est entièrement conforme à la norme NF E85-015 ainsi qu'au Code du travail. Il respecte les exigences applicables à tous les escaliers desservant des espaces accessibles au public. De plus, cet escalier répond aux critères d'accessibilité et de sécurité spécifiques pour les personnes à mobilité réduite. Les marches sont dimensionnées correctement, les mains courantes sont bien conçues, et un dispositif d'éveil de vigilance est prévu en haut de l'escalier, garantissant ainsi la sécurité des utilisateurs.

4.6.3 Dimensionnement

h : Hauteur de la contre marche donné par : $16cm \leq h \leq 18cm$

g : Largeur de la marche (giron) donné par : $25cm \leq g \leq 32cm$

n : Nombre de contremarches

m : Nombre de marches.

H : Hauteur à franchir avec une volée Pour RDC H = 1,70m

H : Hauteur à franchir avec une volée Pour l'étage courant = 1,53m

La condition assurant le confort de l'escalier est donnée par la relation de BLONDEL

$60\ cm \leq (g + 2h) \leq 65cm$

On prend :

h = 17cm et g = 30 cm. → 30 + 2 × 17 = 64 cm < 65cm → Vérifié

Pour RDC

$n = \frac{H}{h} = \frac{170}{17} = 10$

$m = n - 1 = 10 - 1 = 9$

On a 10 marches pour la 1ère volée et 9pour la 2eme volée.

La longueur totale de l'escalier sera donc $L = g \times n = 30 \times 9 = 270\ cm$

Pour l'étage courant

$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$

$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$

On a 9 marches pour la 1ère volée et 8pour la 2eme volée.

La longueur totale de l'escalier sera donc $L = g \times n = 30 \times 8 = 240\ cm$

ESCALIERS PRINCIPAUX

Profondeur marches : 300 mm / Hauteur marches : 165 à 180 mm / De 30 à 37°

Hauteur à gravir mm	Nombre de marches (meilleur choix)
de 600 à 825	3 m
de 825 à 990	4 m
de 990 à 1155	5 m
de 1155 à 1320	6 m
de 1320 à 1500	7 m
de 1500 à 1650	8 m
de 1650 à 1850	9 m
de 1850 à 1980	10 m
de 1980 à 2160	11 m
de 2160 à 2340	12 m
de 2340 à 2520	13 m
de 2520 à 2700	14 m
de 2700 à 2880	15 m
de 2880 à 3060	16 m
de 3060 à 3240	17 m
de 3240 à 3420	18 m
de 3420 à 3600	19 m
de 3600 à 3780	20 m

Largeur totale 92 cm | Largeur totale 101 cm | Largeur totale 119 cm | Largeur totale 132,5 cm | Rampes à la Norme NF E 85 101

Escaliers aux normes AFNOR E 85-015

Figure 4-10 propriété d'escalier de vernoc

4.7 Dimensionnement des poutres de rampes

Le dimensionnement des rampes intérieures, constituées d'une dalle mixte et de profilés métalliques de chaque côté.

D’après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est 1,35G+1,5Q avec :

CHAPITRE V

Etude Sismique

5 Etude Sismique

5.1 Introduction

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des forces dynamiques complexes qui se produisent lors d'un tremblement de terre. Elles se manifestent principalement par des mouvements horizontaux qui sont transmis aux fondations du bâtiment. Les constructions doivent être conçues pour résister à ces mouvements en utilisant les forces d'inertie résultant de la masse du bâtiment.

Lors d'un séisme, le sol se déplace de manière soudaine et les ondes sismiques se propagent à travers le bâtiment. Ces forces sismiques peuvent entraîner des déformations et des contraintes importantes dans la structure. Pour contrer ces forces, le bâtiment doit être conçu pour absorber et dissiper l'énergie sismique de manière efficace.

Les éléments structuraux, tels que les murs, les poutres et les poteaux, ainsi que les systèmes de contreventement, sont dimensionnés pour résister aux forces sismiques. Des techniques spécifiques, telles que l'utilisation de joints de dilatation et de dispositifs d'amortissement, peuvent également être employées pour réduire les effets sismiques sur la structure.

Il est essentiel de prendre en compte les charges sismiques lors de la conception et de la construction d'un bâtiment afin d'assurer sa sécurité et sa durabilité face aux séismes. Les codes de construction et les normes sismiques fournissent des lignes directrices et des critères de conception appropriés pour la résistance sismique des structures.

5.2 Le but

L'objectif de l'étude sismique est de déterminer les forces sismiques induites et leur répartition dans le système de stabilité d'un bâtiment. Pour cela, nous utilisons le règlement parasismique algérien RPA99/version 2003 (D.T.R-B.C-2.48), qui propose trois méthodes de calcul :

1. La méthode statique équivalente : Cette méthode considère l'effet sismique comme une force statique équivalente appliquée sur la structure. Elle est adaptée aux bâtiments de faible à moyenne hauteur et de régularité en plan et en élévation.

2. La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse) : Cette méthode utilise les caractéristiques dynamiques du bâtiment, telles que les modes propres de vibration, pour calculer les réponses sismiques. Elle est appropriée pour les bâtiments de moyenne à grande hauteur ou présentant des irrégularités en plan et en élévation.

3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme : Cette méthode utilise des enregistrements réels d'accélération sismique appelés accélérogrammes pour évaluer les réponses sismiques de la structure. Elle est généralement utilisée pour les structures complexes ou critiques nécessitant une analyse plus détaillée.

Dans notre cas, où l'ouvrage présente des irrégularités en plan et en élévation, la méthode d'analyse modale spectrale est choisie. Cette méthode tient compte des modes propres de vibration du bâtiment et permet de prendre en compte les effets des irrégularités géométriques sur la réponse sismique.

L'objectif de cette analyse modale spectrale est de déterminer les forces sismiques induites dans chaque mode de vibration du bâtiment et de les combiner pour obtenir la réponse sismique totale de la structure. Cela permet de dimensionner les éléments de la structure de manière adéquate afin de garantir sa résistance et sa stabilité lors d'un séisme.

5.3 Principe de la méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale est largement utilisée pour l'analyse sismique des structures. Elle présente les caractéristiques suivantes :

1. Définition du mouvement sismique : Dans cette méthode, le mouvement sismique est représenté sous la forme d'un spectre de réponse. Ce spectre représente la variation de l'accélération, de la vitesse ou du déplacement en fonction de la période de vibration de la structure. Il est établi en utilisant des données sismiques spécifiques au site ou des spectres normalisés.

2. Comportement linéaire de la structure : La méthode d'analyse modale spectrale suppose un comportement global linéaire de la structure. Cela signifie que la réponse de la structure est estimée en utilisant les modes propres de vibration, qui sont les modes de vibration naturels de la structure. On suppose que la structure reste élastique et que les déformations restent linéaires dans la plage de sollicitation sismique considérée.

L'utilisation des modes propres permet de décomposer la réponse sismique en contributions de chaque mode, ce qui facilite l'analyse et le dimensionnement de la structure. Les modes propres sont calculés à partir des caractéristiques géométriques, matérielles et de masse de la structure. Ils représentent les différentes façons dont la structure peut vibrer lors d'un séisme.

En utilisant les modes propres et le spectre de réponse, on peut déterminer les forces sismiques induites dans chaque mode et les combiner pour obtenir la réponse sismique totale de la structure. Cette méthode permet d'estimer les efforts et les déformations sismiques dans la structure, ce qui est essentiel pour le dimensionnement des éléments structuraux et l'assurance de la sécurité des occupants.

5.4 Critères de classification selon le RPA 99 V 2003

Selon les informations fournies :

1. Classification de l'ouvrage selon son importance : groupe 2, ouvrage courant ou de moyenne importance. Dans ce cas précis, il s'agit de parkings de stationnement publics.

2. Classification de la zone sismique : zone IIa (faible sismicité) à Annaba. La classification de la zone sismique est déterminée en fonction de l'activité sismique historique et des caractéristiques géologiques de la région.

3. Classification des sites : catégorie S3 (site meuble). La classification des sites est basée sur les propriétés du sol, qui peuvent influencer la réponse sismique de la structure. La catégorie S3 indique un sol meuble.

4. Classification des systèmes de contreventement : 9.a) système d'ossature contreventée par palées triangulées en V et X. Cette classification concerne le système de contreventement utilisé dans la structure pour résister aux forces sismiques. Dans ce cas, le système choisi est une ossature contreventée par des palées triangulées en forme de V et de X.

Ces classifications sont importantes pour déterminer les exigences de conception et de calcul sismique spécifiques à l'ouvrage, en tenant compte de son importance, de la sismicité de la zone, des caractéristiques du site et du système de contreventement choisi.

5.5 Analyse de la structure

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est en effet la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Cela consiste à analyser le comportement de la structure lorsqu'elle vibre librement, c'est-à-dire sans amortissement. En connaissant les caractéristiques dynamiques de la structure, telles que ses fréquences propres et ses modes de vibration, il devient possible de calculer les efforts et les déplacements maximums induits par un séisme.

Cette analyse permet de mieux comprendre la réponse de la structure aux mouvements sismiques et de garantir sa sécurité en dimensionnant adéquatement ses éléments. En utilisant des techniques telles que l'analyse modale spectrale, il est possible de déterminer les réponses de la structure à différentes fréquences d'excitation sismique et d'estimer les déformations et les contraintes maximales qui se produisent.

En résumé, l'étude dynamique d'une structure vise à évaluer son comportement sous l'action d'un séisme en calculant les efforts et les déplacements maximums, ce qui permet de prendre les mesures nécessaires pour garantir sa résistance et sa stabilité.

5.5.1 Présentation du logiciel ROBOT :

Robot Structural Analysis est un logiciel de simulation et d'analyse des structures développé par Autodesk. Il permet aux ingénieurs et aux concepteurs de modéliser et d'analyser des structures complexes en utilisant la méthode des éléments finis. Le logiciel prend en charge différents matériaux de construction tels que l'acier, le béton armé et le bois. Il permet d'évaluer les contraintes, les déformations et les déplacements des structures sous diverses charges, y compris les charges statiques, dynamiques et sismiques. Il offre également des fonctionnalités avancées de conception, de vérification et d'optimisation, conformes aux normes nationales. En résumé, Robot Structural Analysis est un outil précieux pour concevoir, analyser et optimiser des structures de manière efficace et précise.

5.5.2 Type d'analyse

L'analyse élastique globale peut être effectuée de manière statique ou dynamique, en fonction de la satisfaction des conditions imposées par les règlements en vigueur concernant les cas de chargement. Cette analyse permet d'évaluer le comportement de la structure en prenant en compte les propriétés élastiques des matériaux utilisés. L'approche statique considère les charges appliquées de manière stable, tandis que l'approche dynamique prend en compte les effets des charges dynamiques telles que les séismes ou les vents forts. Le choix entre ces deux méthodes dépend des exigences spécifiques du projet et des réglementations applicables.

5.5.3 . Les chargements statiques

- Poids propre de la structure.
- Les effets dus aux actions climatiques

5.5.4 Les chargements dynamiques

Les chargements dynamiques

5.6 Vérification de la structure

5.6.1 Vérification de la force sismique à la base

Selon l'article 4.2.3 du RPA 99/2003, la force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée séparément dans deux directions horizontales orthogonales. La formule utilisée pour ce calcul est la suivante:

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.w$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du parking (Tableau 4.1 du RPA99 V2003)→ A= 0,10

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Avec :

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta \\ 2{,}5\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} \\ 2{,}5\eta(\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}.(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0 \leq T \leq T_2 \\ T_2 \leq T \leq 3{,}0S \\ T > 3{,}0s \end{cases}$$

T_2: Période caractéristique associée à la catégorie du site (Tableau 4.7 du RPA99 V 2003) Site meuble S3 : {T_2 = 0.50 S}

η: Facteur de correction d'amortissement avec ξ (%) le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif. (Tableau 4.3 du RPA99 V2003) avec : (Acier dense) ξ = 5 %

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0{,}7 \rightarrow \eta = 1$$

T : période fondamentale de la structure, elle est donnée par la formule suivante :

$$T = C_t \times h_n^{\frac{3}{4}}$$

h_n: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) ;

h_n = 14 ,40m

C_t : coefficient en fonction du système de contreventement, du type remplissage et donné par le tableau 4.6 (RPA99/2003). Dans notre cas, le contreventement assuré par des palées triangulées et des murs en maçonnerie ;

$$C_t = 0{,}05$$

A partir de tous ces données $Tx = Ty = 0{,}05 \times (14{,}40)^{\frac{3}{4}} = 0{,}36S$

On a

$$0 \leq T \leq T_2$$

$$0 \leq 0{,}36 \leq 0{,}50$$

Donc $D_x = D_y = 2{,}5\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} = 2{,}5 \times 1 \times (\frac{0.50}{0.36})^{\frac{2}{3}} = 3{,}11$

Le coefficient de comportement global R de la structure est déterminé en fonction du système de contreventement, selon le tableau 4.3 de l'article 4.2.3 du RPA 99/2003. Pour une structure métallique contreventée par des palées triangulées en X dans les directions transversale et longitudinale, R est égal à 4.

Le facteur de qualité Q est déterminé en prenant en compte la redondance et la géométrie des éléments de la structure, la régularité en plan et en élévation, ainsi que la qualité du contrôle de la construction. Sa valeur est calculée en utilisant la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

P_q Est la pénalité attribuée en fonction de la satisfaction ou non du critère de qualité q. Les valeurs de P_q sont données dans le tableau 4.4 de l'article 4.2.3 du RPA 99/2003.

	P_q	
Critère q	Suivant X	Suivant Y
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
	Qx = 1.15	Qy = 1.15

Tableau 5-1 Facteur de qualité suivant les deux sens.

W : Poids total de la structure

$$W = \sum Wi$$

Avec

$Wi = WGi + \beta WQi$

-WGi : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes solidaires à la structure.

WQi : Charge d'exploitation

β: Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, donné par le tableau 4.5, article 4.2.3 (RPA 99/2003)

β= 0,60

G=40221,52

Q=23958,80

G+ 0.2Q =45013,28

La force sismique totale

$$V_x = V_y = \frac{0{,}15 \times 3{,}11 \times 1{,}15}{4} \times 45013{,}28 = 6037{,}12$$

5.6.2 L'analyse modale spectrale

L'analyse modale spectrale est une méthode de calcul utilisée pour déterminer les effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle se caractérise par l'utilisation d'un spectre de réponse pour représenter la sollicitation sismique. Cette méthode peut être appliquée à différents types de structures et permet d'obtenir des résultats plus précis, à condition que la modélisation de la structure soit réalisée de manière adéquate.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul qui décrit les valeurs des accélérations maximales en fonction de la période propre de la structure. Ce spectre permet de prendre en compte les différentes fréquences de vibration de la structure et de déterminer les efforts sismiques correspondants.

$$\frac{Sa}{g} = \begin{cases} 1,25\ A\left(1+\frac{T}{T1}\left(2,5\ \eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T1 \\ 2,5\ \eta\ (1,25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T1 \le T \le T2 \\ 2,5\ \eta\ (1,25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T2}{T}\right)^{2/3} & T2 \le T \le 3,0s \\ 2,5\ \eta\ (1,25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3,0s \end{cases}$$

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (spectre RPA99), avec les données suivantes :

- Zone sismique IIa (Annaba).
- Groupe d'usage 2 (ouvrages courant ou d'importance moyenne) A=0,15
- Pourcentage d'amortissement (ξ = 5%)
- Coefficient de comportement (R = 4).
- Facteur de qualité (Q = 1,15) suivant X.
- Facteur de qualité (Q = 1,15) suivant Y.

.

CHAPITRE VI

Calcul de des Assemblages

6 Calcul de des Assemblages

6.1 Définition

Les constructions métalliques sont principalement composées d'éléments structuraux tels que les poteaux et les poutres, qui sont formés de profilés en forme de I ou de H, généralement laminés ou soudés. Ces éléments doivent être assemblés entre eux pour former la structure porteuse. Les assemblages, quant à eux, jouent un rôle crucial dans les constructions métalliques.

Les assemblages sont des composants spécifiques de la construction métallique qui permettent de relier et de solidariser plusieurs éléments entre eux. Leur fonction principale est de transmettre et de répartir les différentes charges et sollicitations entre les éléments assemblés, tout en évitant la génération d'efforts parasites.

Les assemblages doivent être conçus de manière à assurer une connexion rigide et fiable entre les éléments, garantissant ainsi la stabilité et la résistance de la structure dans son ensemble. Différents types d'assemblages sont utilisés, tels que les boulonnages, les soudures, les assemblages mixtes (boulonnage et soudure), les plaques d'aboutement, les liaisons poteau-poutre, etc.

La conception et la réalisation des assemblages dans les constructions métalliques requièrent une expertise spécifique afin de garantir leur efficacité et leur durabilité. Les normes et les codes de construction prescrivent des critères de dimensionnement et de qualité pour les assemblages, afin de garantir leur sécurité et leur performance.

En résumé, les assemblages sont des éléments essentiels dans les constructions métalliques, assurant la liaison et la solidarité des différents éléments structuraux. Leur bon dimensionnement et leur qualité de réalisation sont fondamentaux pour assurer la stabilité et la résistance de la structure.

6.2 Rôle des assemblages

Un assemblage dans le contexte de la construction fait référence à un dispositif qui permet de relier et de solidariser plusieurs pièces entre elles dans une structure. Son rôle principal est de transmettre les charges et les sollicitations entre les différentes pièces, tout en évitant la génération d'effets indésirables tels que la torsion.

Il existe deux types d'assemblages couramment utilisés :

a) Les assemblages articulés : Ces assemblages permettent la transmission des efforts normaux (forces de compression ou de traction) et des efforts tranchants (forces parallèles à la surface de contact entre les pièces). Ils sont conçus pour permettre un certain degré de mouvement relatif entre les pièces assemblées.

b) Les assemblages rigides : En plus de transmettre les efforts normaux et les efforts tranchants, les assemblages rigides sont également capables de transmettre des moments (effets de flexion). Ils sont conçus pour limiter ou éliminer les mouvements relatifs entre les pièces assemblées, assurant ainsi une connexion solide et résistante.

Le choix entre un assemblage articulé ou rigide dépend des besoins spécifiques de la structure et des contraintes de conception. Les assemblages articulés sont généralement utilisés lorsque des mouvements ou des déformations relatives entre les pièces sont attendus, par exemple pour permettre des ajustements ou des dilatations thermiques. Les assemblages rigides, quant à eux, sont utilisés lorsque la rigidité et la stabilité structurelle sont essentielles, par exemple dans les zones de charge importante ou les structures nécessitant une résistance accrue aux déformations.

La conception et la réalisation des assemblages doivent respecter les normes et les codes de construction appropriés. Ils doivent être dimensionnés et exécutés avec soin pour garantir leur fonctionnement efficace, leur durabilité et leur sécurité dans la structure globale.

6.3 Calcul des assemblages

Les assemblages sont faite sur le logiciel de robot structural analysais

6.3.1 Assemblage poteau – poutre principale (HEA 300 – HEA 550)

L'assemblage entre une poutre et un poteau métalliques repose sur le principe de souder une platine aux semelles et à l'âme de la poutre. Cette platine est préalablement percée de part et d'autre de la poutre de manière symétrique. De manière similaire, des perçages sont réalisés sur l'aile du poteau afin de permettre la connexion des deux éléments assemblés.

Ainsi, l'assemblage consiste à souder la platine sur la poutre en alignant les perçages de la platine avec ceux du poteau. Cette méthode de fixation assure une liaison solide et rigide entre la poutre et le poteau.

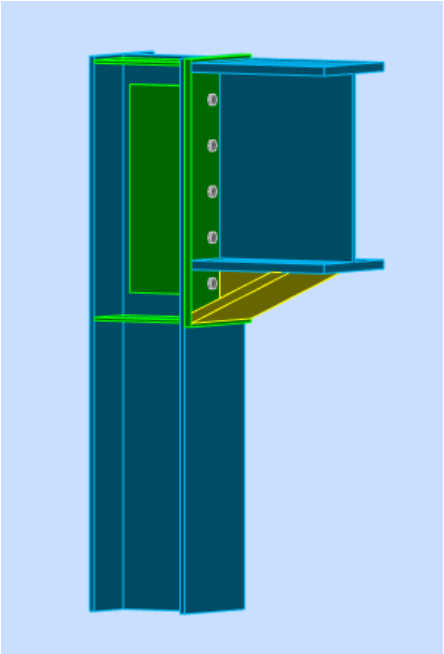


Figure 6-1 Assemblage poteau-poutre principale

6.3.1.1 Les efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 1,35G+1 ,5Q :

M_{sd}= 420,12 KN.m Moment fléchissant dans la poutre droite

V_{sd} = 392,00 KN Effort tranchant dans la poutre droite

6.3.1.2 Géométrie

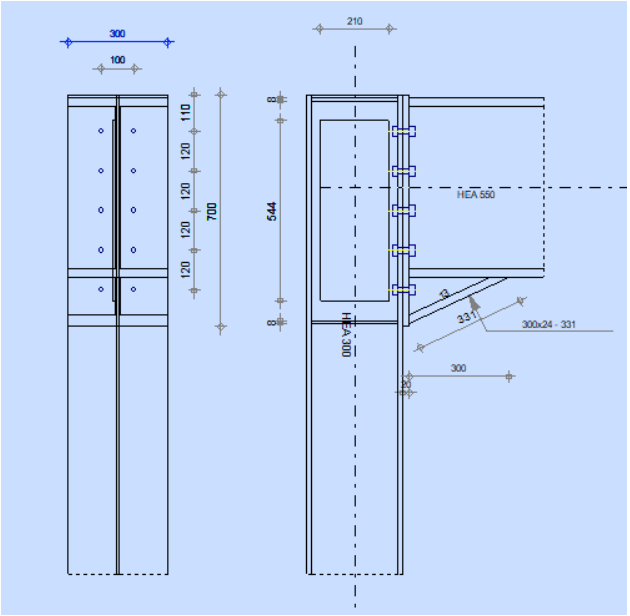


Figure 6-2 Schéma des pièces d'assemblage poteau-poutre

- **Poteau**

Profilé: HEA 300

Angle d'inclinaison : α = 90°

Matériau: ACIER

Résistance :f_{yc} = 235,00 MPa

- **Poutre**

Profilé: HEA 550

Angle d'inclinaison : α = 0°

Matériau: ACIER

Résistance :f_{yc} = 235,00 MPa

- **Boulons**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Diamètre du boulon : d = 16 mm

Classe du boulon :HR 10.9

Résistance du boulon à la traction :F_{tRd} = 135,65 KN

Nombre de colonnes des boulons : n_h = 2

Nombre de rangés des boulons: n_v = 5

Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about : h_1= 110 mm

Ecartement e_i= 110 mm

Entraxe p_i= [120;120;120;120] mm

- **Platine**

Hauteur de la platine : $h_p = 700$ mm

Largeur de la platine : $b_p = 300$mm

Epaisseur de la platine : $t_p = 20$mm

Matériau: ACIER

Résistance : $f_{yc} = 250$Mpa

- **Jarret inférieur**

Largeur de la platine : w_d= 300 mm

Epaisseur de l'aile : t_{fd} 24 mm

Hauteur de la platine : h_d = 140mm

Epaisseur de l'âme : t_{wd} = 13 mm

Longueur de la platine : I_d = 500 mm

Angle d'inclinaison : $\alpha = 25°$

Matériau: ACIER

Résistance : $f_{yc} = 250$Mpa

- **Raidisseur poteau**

- Supérieur

Hauteur du raidisseur : h_{su} = 262 mm

Largeur du raidisseur : b_{su} = 146 mm

Epaisseur du raidisseur : t_{su} = 8 mm

Matériau: ACIER

Résistance : $f_{yc} =$ 250Mpa

- Inférieur

Hauteur du raidisseur : h_{sd} = 262 mm

Largeur du raidisseur : b_{sd} = 146 mm

Epaisseur du raidisseur : t_{sd} = 8 mm

Matériau: ACIER

Résistance : $f_{yc} =$ 250Mpa

- **Platine - renfort âme du poteau**

Type : de deux côtés

Longueur de la platine : h_a = 544 mm

Largeur de la platine : w_a= 210 mm

Epaisseur de la platine : t_a = 10 mm

Matériau: ACIER

Résistance : $f_{yc} =$ 250Mpa

- **Soudures d'angle**

Soudure âme : a_w = 9 mm

Soudure semelle : a_f = 17 mm

Soudure du raidisseur : a_s = 19 mm

Soudure horizontale : a_{fd} = 5 mm

Soudure horizontale : a_{p1} = 1 mm

Soudure verticale : a_{p2} = 1 mm

- **Coefficients de matériau**

Coefficients de sécurité partiel :

γ_{M0} = 1,00

γ_{M1} = 1,00

γ_{M2} = 1,25

γ_{M3} = 1,10

6.3.1.3 Efforts

Les efforts sont calculés à état limite ultime :

Moment fléchissant dans la poteau inférieur	M_b	**50 ,82**	**KN.m**
Effort tranchant dans la poutre droite	V_b	7,42	KN
Effort axial dans la poutre droite	N_b	33,24	KN

Tableau 6-1 Les efforts sollicitées sur l'assemblage poteau-poutre

6.3.2 Assemblage poteau – solive (HEA 300 – IPE 240)

Cet assemblage est réalisé en utilisant des boulons pour relier l'âme de la poutre secondaire à une platine soudée perpendiculairement à l'âme du poteau.

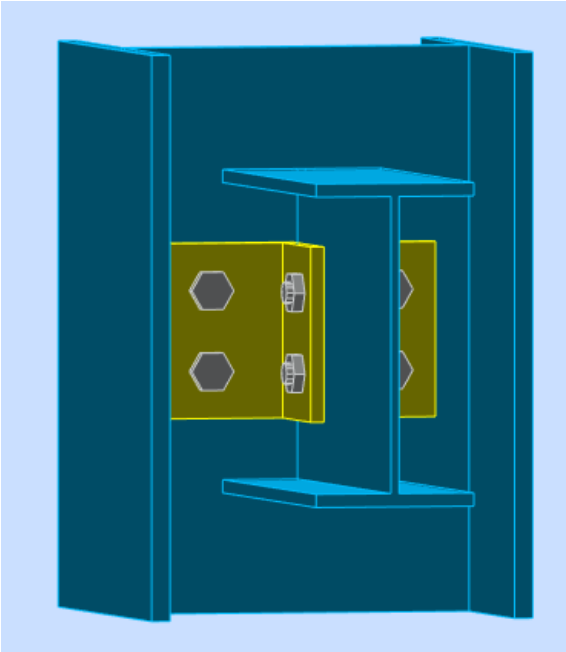


Figure 6-3 Assemblage poteau-poutre secondaire (solive)

6.3.2.1 Géométrie

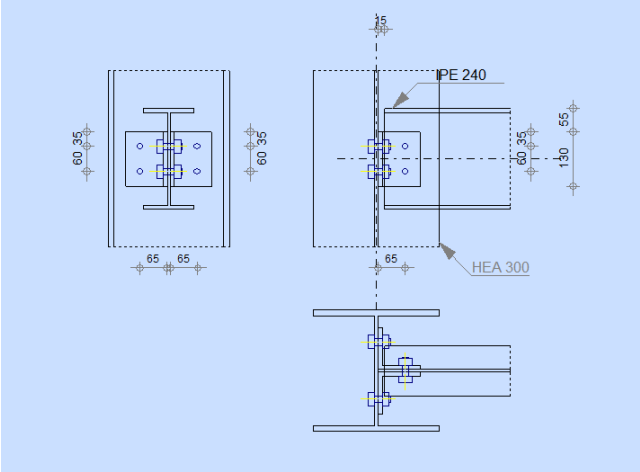


Figure 6-4 Schéma des pièces d'assemblage poteau-solive

- **Poteau**

Profilé: HEA 300

Angle d'inclinaison : α = 90°

Matériau: ACIER

Résistance :f_{yc} = 235,00 MPa

- **Solive**

Profilé: IPE 240

Angle d'inclinaison : α = 0°

Matériau: ACIER

Résistance :f_{yc} = 235,00 MPa

- **Encoche de la poutre**

Encoche supérieur : h_1= 35 mm

Encoche inférieure : h_2= 0 mm

Longueur de l'encoche : l = 145 mm

- **Cornière**

Profilé: CAE 100x10.

Matériau: ACIER

Résistance de calcul :f_{yc} = 235,00 MPa

- **Boulons**

- Boulons assemblant le poteau à la cornière

.Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Diamètre du boulon : d = 16 mm

Classe du boulon :HR 8.8

Nombre de rangés des boulons: W = 2

- Boulons assemblant le poteau à la cornière

.Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Diamètre du boulon : d = 16 mm

Classe du boulon :4,8

Nombre de colonnes des boulons : k = 2

Nombre de rangés des boulons: W = 2

- **Coefficients de matériau**

Coefficients de sécurité partiel :

γ_{M0} = 1,00

γ_{M2} = 1,25

6.3.2.2 Efforts

Les efforts sont calculés à état limite ultime :

Moment fléchissant	M_b	**1.79**	**KN.m**
Effort tranchant	V_b	0.65	KN
Effort axial	N_b	1.79	KN

Tableau 6-2 Les efforts sollicitées sur l'assemblage poteau-solive

6.3.3 Assemblage poutre – solive (HEA 550 – IPE 240)

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières reliant l'extrémité de la solive IPE240 à l'âme de la poutre HEA 550. Cette connexion est renforcée par une file verticale de deux boulons.

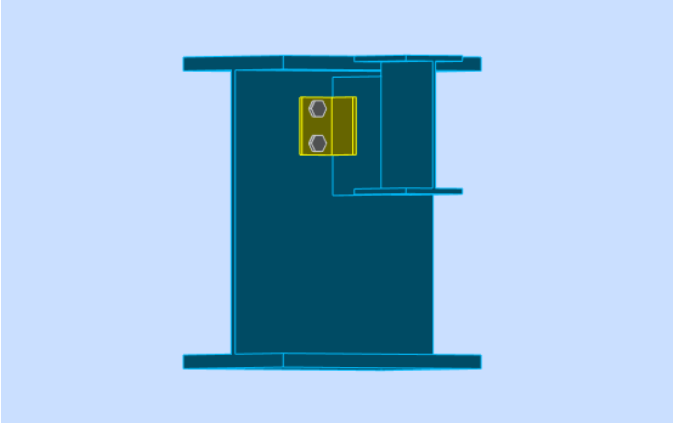


Figure 6-5 Assemblage poutre-poutre secondaire (solive)

6.3.3.1 Géométrie

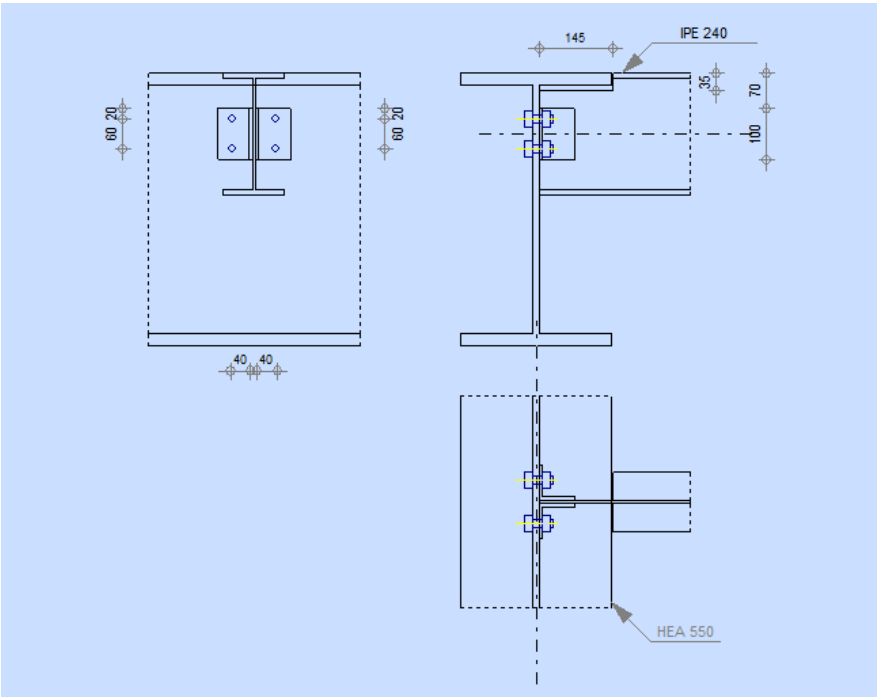


Figure 6-6 Schéma des pièces d'assemblage poutre-solive

- **Poutre**

Profilé: HEA 550

Matériau: ACIER

Résistance :f_{yc} = 235,00 MPa

- **Solive**

Profilé: IPE 240

Matériau: ACIER

Résistance :f_{yc} = 235,00 MPa

- **Encoche de la poutre**

Encoche supérieur : h_1= 35 mm

Encoche inférieure : h_2= 0 mm

Longueur de l'encoche : l = 145 mm

- **Cornière**

Profilé: CAE 70x7.

Matériau: ACIER

Résistance de calcul :f_{yc} = 235,00 MPa

- **Boulons**

- Boulons assemblant le poteau à la cornière

.Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Diamètre du boulon : d = 16 mm

Classe du boulon :HR 8.8

Nombre de rangés des boulons: W = 2

Nombre de colonnes des boulons : K = 1

- **Soudures**

Soudures assemblant la cornière à la poutre : a_{ab}= 5 mm

- **Coefficients de matériau**

Coefficients de sécurité partiel :

γ_{M0} = 1,00

γ_{M2} = 1,25

6.3.3.2 Efforts

Les efforts sont calculés à état limite ultime :

Moment fléchissant	M_b	**5,19**	**KN.m**
Effort tranchant	V_b	2,34	KN
Effort axial	N_b	5,19	KN

Tableau 6-3 Les efforts sollicitées sur l'assemblage poutre-solive

6.3.4 Assemblage poteau – poutre de rampe (HEA 300 – HEB 550)

L'assemblage poteau-poutre de la rampe est réalisé en utilisant une combinaison de boulons et de soudures. Les poteaux sont fixés aux poutres à l'aide de plaques d'aboutement, de cornières et de boulons. Les plaques d'aboutement sont soudées à l'âme de la poutre et aux ailes du poteau, assurant ainsi une liaison rigide entre les deux éléments. Des boulons sont également utilisés pour renforcer l'assemblage et garantir sa stabilité. Cette configuration assure une connexion solide et sécurisée entre le poteau et la poutre de la rampe.

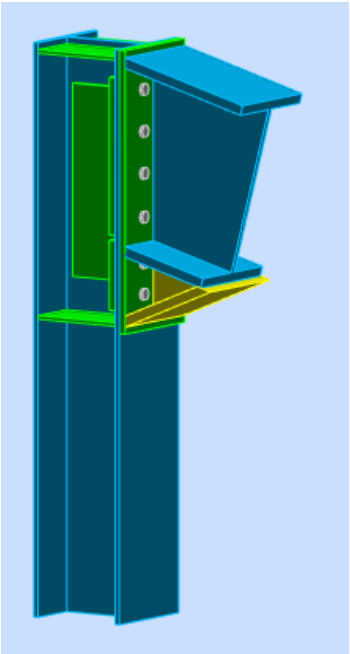


Figure 6-7 Assemblage poteau-poutre de rampe

6.3.4.1 Géométrie

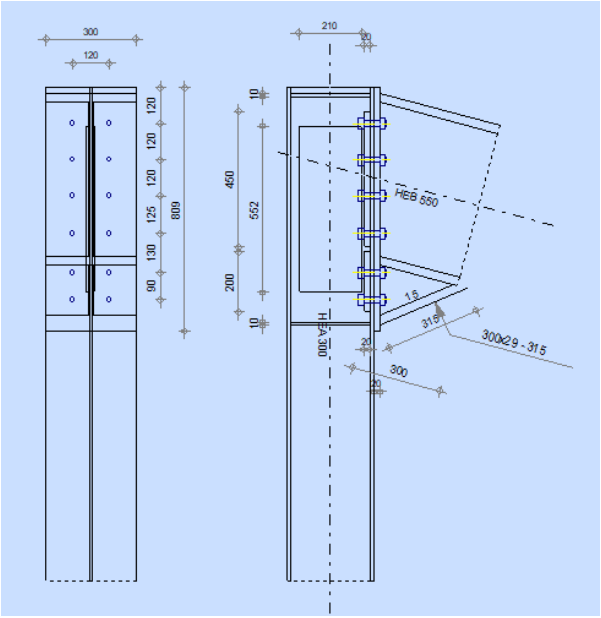


Figure 6-8 Schéma des pièces d'assemblage poteau-poutre de rampe

- **Poteau**

Profilé: HEA 300

Angle d'inclinaison : α = 90°

Matériau: ACIER

Résistance :f_{yc} = 235,00 MPa

- **Poutre**

Profilé: HEB 550

Angle d'inclinaison : α = -14.9°

Matériau: ACIER

Résistance :f_{yc} = 235,00 MPa

- **Boulons**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Diamètre du boulon : d = 18 mm

Classe du boulon :HR 8 ,8

Résistance du boulon à la traction :F_{tRd} = 124,42 KN

Nombre de colonnes des boulons : n_h = 2

Nombre de rangés des boulons: n_v = 6

Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about : h_1= 120 mm

Ecartement e_i= 120 mm

Entraxe p_i= [120;120;125;130;90] mm

- **Platine**

Hauteur de la platine : $h_p = 809$ mm

Largeur de la platine : $b_p = 300$mm

Epaisseur de la platine : $t_p = 20$mm

Matériau: ACIER

Résistance : $f_{yc} = 250$Mpa

- **Jarret inférieur**

Largeur de la platine : w_d= 300 mm

Epaisseur de l'aile : t_{fd} 29 mm

Hauteur de la platine : h_d = 200mm

Epaisseur de l'âme : t_{wd} = 15 mm

Longueur de la platine : I_d = 300 mm

Angle d'inclinaison : $\alpha = 22{,}9°$

Matériau: ACIER

Résistance : $f_{yc} = 250$Mpa

- **Raidisseur poteau**

- Supérieur

Hauteur du raidisseur : h_{su} = 262 mm

Largeur du raidisseur : b_{su} = 146 mm

Epaisseur du raidisseur : t_{su} = 10 mm

Matériau: ACIER

Résistance : $f_{yc} =$ 250Mpa

- Inférieur

Hauteur du raidisseur : h_{sd} = 262 mm

Largeur du raidisseur : b_{sd} = 146 mm

Epaisseur du raidisseur : t_{sd} = 10 mm

Matériau: ACIER

Résistance : $f_{yc} =$ 250Mpa

- **Platine - renfort âme du poteau**

Type : de deux côtés

Longueur de la platine : h_a = 552 mm

Largeur de la platine : w_a= 210 mm

Epaisseur de la platine : t_a = 10 mm

Matériau: ACIER

Résistance : $f_{yc} =$ 250Mpa

- **Soudures d'angle**

Soudure âme : a_w = 11 mm

Soudure semelle : a_f = 21 mm

Soudure du raidisseur : a_s = 11 mm

Soudure horizontale : a_{fd} = 5 mm

Soudure horizontale : a_{p1} = 1 mm

Soudure verticale : a_{p2} = 1 mm

- **Coefficients de matériau**

Coefficients de sécurité partiel :

γ_{M0} = 1,00

γ_{M1} = 1,00

γ_{M2} = 1,25

γ_{M3} = 1,10

6.3.4.2 Efforts

Les efforts sont calculés à état limite ultime :

Moment fléchissant dans la poteau inférieur	M_b	**292,16**	**KN.m**
Effort tranchant dans la poutre droite	V_b	341	KN
Effort axial dans la poutre droite	N_b	63,02	KN

Tableau 6-4 Les efforts sollicitées sur l'assemblage poteau-poutre de rampe

6.3.5 Assemblage des contreventements en X (2UPN 100)

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de la barre du contreventement avec le gousset soudé avec le poteau, les deux barres qui forment un X sont boulonnées avec un gousset au milieu

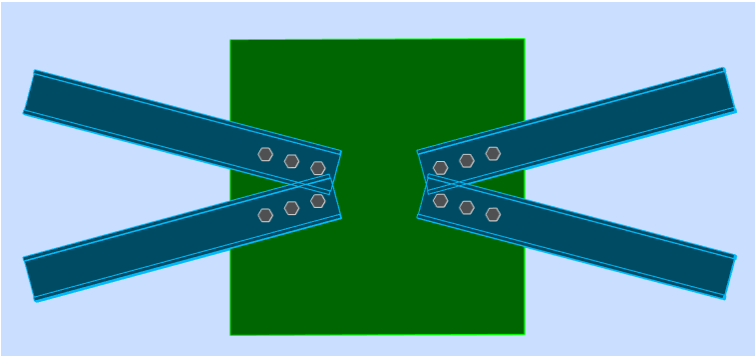


Figure 6-9 Assemblage des contreventements en X (2UPN 100)

6.3.5.1 Géométrie

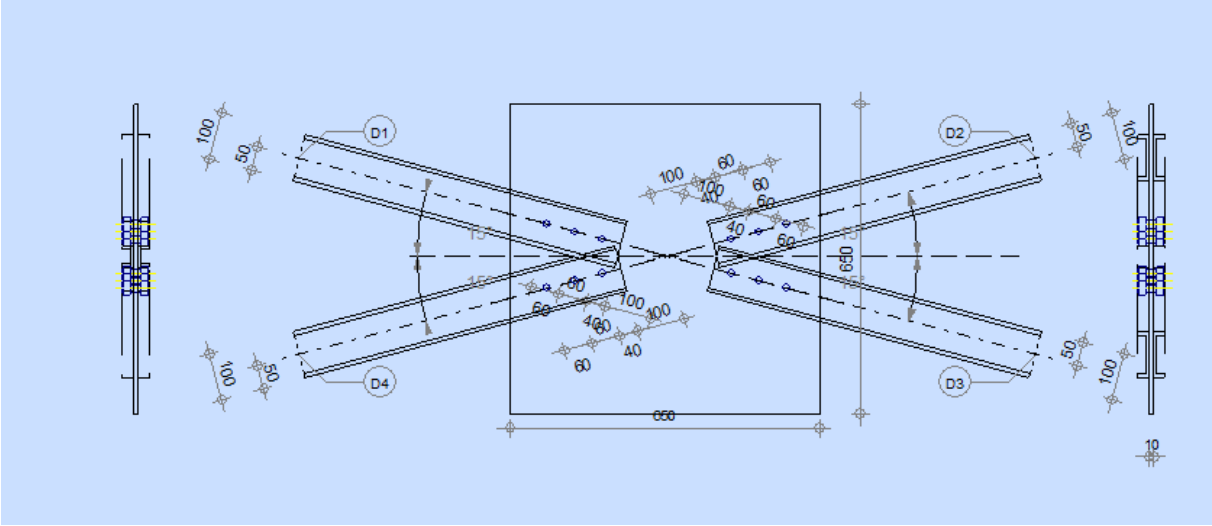


Figure 6-10 Schéma d'assemblage des contreventements en X (2UPN 100)

- **Barre [1,2,3,4]**

Profilé: 2 UAP 100

Angle d'inclinaison : α = 14.9

Longueur : 6,2 m

Matériau: ACIER

Résistance :f_{yc} = 235,00 MPa

- **Boulons**

- Barres (1,2,3,4)

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Diamètre du boulon : d = 16 mm

Diamètre du trou de boulon : d_0 = 18 mm

Classe du boulon : HR 8,8

Résistance du boulon à la traction :F_{ub} = 900 Mpa

Résistance du boulon à la traction :F_{yb} = 640 Mpa

Nombre de colonnes des boulons : n = 3

Ecartement des boulons= [60 ;60] mm

Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre : e_1 = 40mm

Distance de l'axe des boulons du bord de la barre : e_2 = 50mm

Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres : e_c = 100 mm

- **Gousset**

Longueur de la platine : l_p = 660mm

Hauteur de la platine : l_p = 660mm

Epaisseur de la platine : t_p = 10mm

- **Coefficients de matériau**

Coefficients de sécurité partiel :

γ_{M0} = 1,00

γ_{M2} = 1,25

6.3.5.2 Efforts

Les efforts sont calculés à état limite ultime :

Effort axial dans la barre 1	N_{b1}	**15,68**	**KN**
Effort axial dans la barre 2	N_{b2}	17,36	KN
Effort axial dans la barre 3	N_{b3}	50,41	KN
Effort axial dans la barre 4	N_{b4}	26,57	KN

Tableau 6-5 Les efforts sollicitées sur l'assemblage de contreventement 2UAP 100

6.3.6 Assemblage des contreventements en X (2UPN 80)

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de la barre du contreventement avec le gousset soudé avec le poteau, les deux barres qui forment un X sont boulonnées avec un gousset au milieu

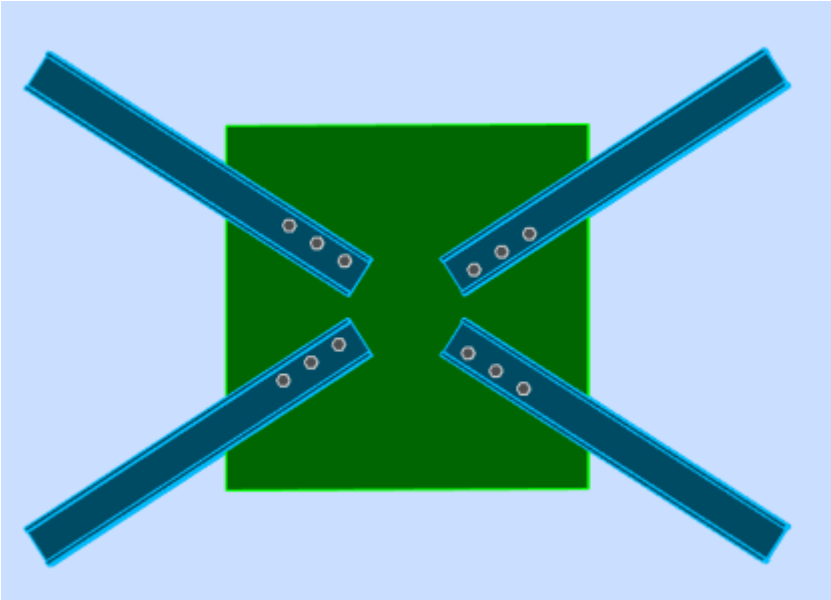


Figure 6-11 Assemblage des contreventements en X (2UPN 80)

6.3.6.1 Géométrie

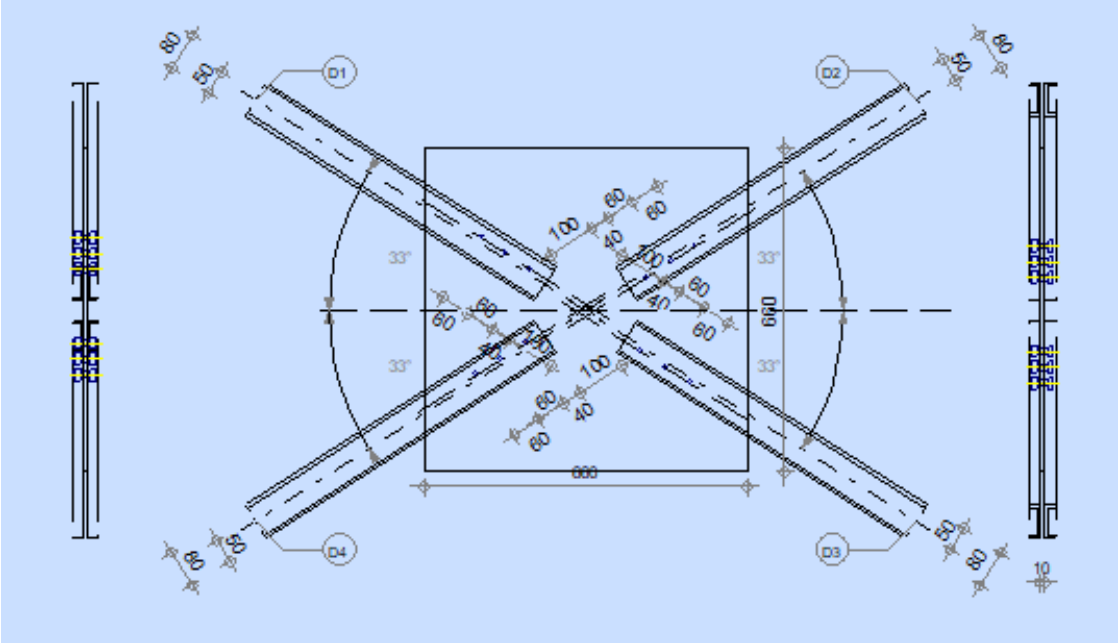


Figure 6-12 Schéma d'assemblage des contreventements en X (2UPN 80)

- **Barre [1,2,3,4]**

Profilé: 2 UAP 80

Angle d'inclinaison : α = 32,6

Longueur : 6,8 m

Matériau: ACIER

Résistance :f_{yc} = 235,00 MPa

- **Boulons**

– Barres (1,2,3,4)

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Diamètre du boulon : d = 16 mm

Diamètre du trou de boulon : d_0 = 18 mm

Classe du boulon : HR 8,8

Résistance du boulon à la traction :F_{ub} = 900 Mpa

Résistance du boulon à la traction :F_{yb} = 640 Mpa

Nombre de colonnes des boulons : n = 3

Ecartement des boulons= [60 ;60] mm

Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre : e_1 = 40mm

Distance de l'axe des boulons du bord de la barre : e_2 = 50mm

Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres : e_c = 100 mm

- **Gousset**

Longueur de la platine : l_p = 660mm

Hauteur de la platine : l_p = 660mm

Epaisseur de la platine : t_p = 10mm

- **Coefficients de matériau**

Coefficients de sécurité partiel :

γ_{M0} = 1,00

γ_{M2} = 1,25

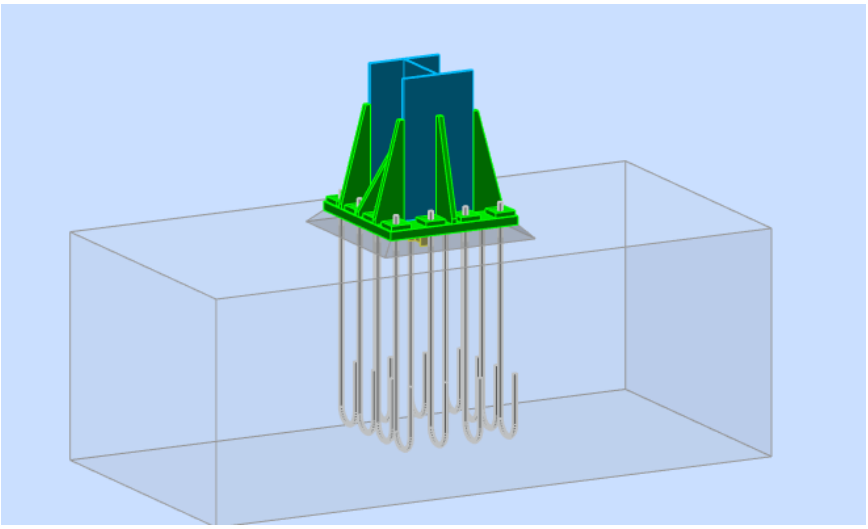
6.3.6.2 Efforts

Les efforts sont calculés à état limite ultime :

Effort axial dans la barre 1	N_{b1}	**6,76**	**KN**
Effort axial dans la barre 2	N_{b2}	-71,38	KN
Effort axial dans la barre 3	N_{b3}	12,49	KN
Effort axial dans la barre 4	N_{b4}	76,42	KN

Tableau 6-6 Les efforts sollicitées sur l'assemblage de contreventement 2UAP 80

6.3.7 Assemblage du pied poteau encastré



Assemblage du pied poteau Figure 6-13 6.3.7

Géométrie

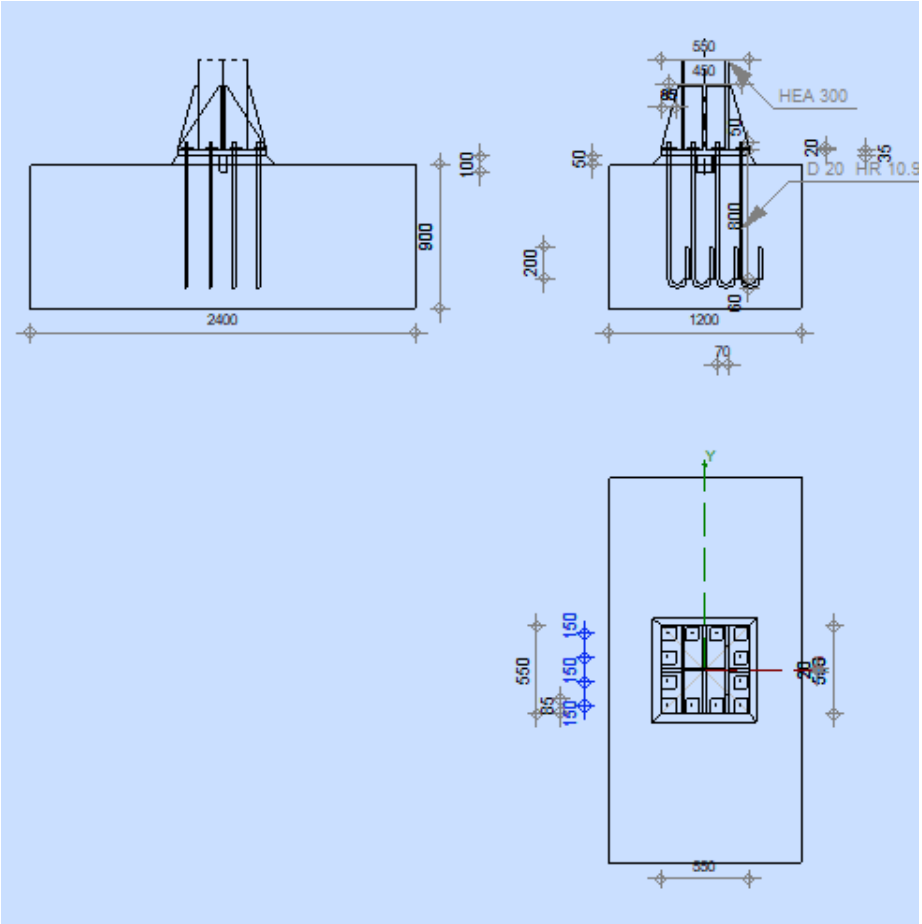


Figure 6-14 Schéma d'assemblage du pied poteau

- **Poteau**

Profilé: HEA 300

Angle d'inclinaison : α = 90°

Matériau: ACIER

Résistance :f_{yc} = 235,00 MPa

- **Platine de prescellement**

Longueur : l = 550mm

Largeur : b = 550

Epaisseur : t =35 mm

Matériau: ACIER

Résistance :f_y = 235,00 MPa

Résistance ultime du matériau :f_u = 365,00 MPa

- **Ancrage**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Diamètre de tiges d'ancrage: d = 20 mm

Classe du boulon :HR 10,9

Limite de plasticité du matériau du boulon : f_{yb} = 900 Mpa

Résistance du matériau du boulon à la traction : f_{ub} = 1200 Mpa

Nombre de colonnes des boulons : n_h = 4

Nombre de rangés des boulons: n_v = 4

Ecartement e = [150 ;150] mm

Entraxe p_i = [150 ;150] mm

- **Bèche**

Profilé: IPE 100

Longueur : l = 100m

Matériau: ACIER

Résistance :f_y = 235,00 MPa

- **Raidisseur**

Longueur : l_s = 550 mm

Largeur : w_s = 550 mm

Hauteur : h_s = 400 mm

Epaisseur : t_s = 20 mm

Grugeage : d_1 = 20 mm

Grugeage : d_2 = 20 mm

- **Coefficients de matériau**

Coefficients de sécurité partiel :

γ_{M0} = 1,00

γ_{M2} = 1,25

γ_c = 1,50

- **Massive du béton (semelle isolee)**

Longueur de la semelle : L = 1200 mm

Largeur de la semelle : B = 2400 mm

Hauteur de la semelle : H = 900 mm

- Béton

Classe : BETON20

Résistance caractéristique à la compression : f_{ck} = 20 Mpa

- Mortier de calage

Epaisseur du mortier de calage : t_g = 50 mm

Résistance caractéristique à la compression : $f_{ck\ g}$ = 12 Mpa

Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton : c_{fd} = 0.30

- **Soudures**

Plaque principale du pied de poteau : a_p = 5 mm

Bêche : a_w = 5 mm

Raidisseurs : a_s = 10 mm

6.3.7.1 Efforts

Les efforts sont calculés à état limite ultime :

Effort axial	N_{ed}	**2610**	**KN**
Effort tranchant	$V_{i\ Ed\ x}$	5,54	KN
Effort tranchant	$V_{i\ Ed\ y}$	18,27	KN

Moment fléchissant	$M_{i\,Ed\,x}$	19 ,09	KN.m
Moment fléchissant	$M_{i\,Ed\,y}$	6,02	KN.m

Tableau 6-7Les efforts sollicitées sur l'assemblage de pied de poteau

CHAPITRE VII

Etude de L’infrastructure

7 Etude de L’infrastructure

7.1 Introduction

L'objectif de cette étude est de sélectionner et de dimensionner le type de fondation approprié pour le bâtiment. Les fondations doivent remplir trois fonctions principales:

1. Assurer l'encastrage de la structure dans le sol.
2. Transmettre les charges de la superstructure au sol à travers les fondations.
3. Limiter les tassements différentiels à un niveau acceptable.

Dans le choix de la fondation, nous tenons compte des critères suivants :

1. Stabilité de l'ouvrage : Nous visons à assurer une rigidité suffisante de l'ensemble de la structure pour garantir sa stabilité.
2. Facilité d'exécution : Nous prenons en considération la disponibilité des ressources humaines et matérielles, notamment en termes de coffrage et de techniques de construction.
3. Économie : Nous recherchons un équilibre entre la sécurité de l'ouvrage et les coûts impliqués, en cherchant le meilleur compromis possible.

En prenant en compte ces critères, nous pourrons sélectionner la fondation la plus appropriée pour le bâtiment, en assurant sa stabilité, sa constructibilité et son économie.

7.1.1 Etude géotechnique

7.1.1.1 DONNEES GENERALES

7.1.1.2 Situation et topographie du site

Le terrain en question présente une topographie plane; il est situé à BOUGUENTAS (Annaba).

7.1.2 Investigation:

7.1.2.1 In-situ:

- Sondage carotte

Il a été procédé à l'exécution de

(01) Sondage carotté: (Sc1) de 15.00 mètres de profondeur.

- Sondage pressiometrique

Il a été procede à la réalisation de (01) forage pressiométrique de 15.00 mètres de profondeur sec des essais pressiometriques conformément à la norme (NF P94-110).

7.1.3 Interprétation des résultats:

7.1.3.1 sondages carottés:

- SC:01

De 0.00 à 1.00 m: remblai hétérogène.

De 1.00 à 3,00 m: sable peu argileux de couleur brune foncée. De 3.00 à 8.00 m: galet avec peu de sable et gneiss de différente diamètre.

De 8.00 à 15.0 m: gneiss fracturé et oxydée.

7.2 Méthodologie

La méthodologie utilisée dans cette étude privilégie l'ordre suivant pour le choix des fondations :

1. Semelles (isolées et filantes) : Les semelles sont considérées en premier lieu comme solution de fondation. Il peut s'agir de semelles isolées, qui sont des fondations ponctuelles situées sous les poteaux ou les charges concentrées, ou de semelles filantes, qui s'étendent le long de la structure. Cette option est explorée en premier en raison de sa simplicité et de sa facilité de mise en œuvre.

2. Radier général : Si les semelles ne sont pas suffisantes pour répondre aux exigences de la structure, un radier général peut être envisagé. Un radier est une dalle en béton armé qui couvre toute la surface du bâtiment et répartit les charges sur une plus grande surface du sol. Cela peut être une solution efficace pour réduire les tassements différentiels et assurer une meilleure répartition des charges.

3. Fondation profonde (Pieux) : Si les semelles et le radier général ne sont pas adaptés ou suffisants pour résoudre les contraintes spécifiques du projet, des fondations profondes telles que les pieux peuvent être considérées. Les pieux sont des éléments structurels allongés enfoncés profondément dans le sol pour atteindre des couches plus résistantes. Cette option est généralement utilisée lorsque le sol de fondation présente des caractéristiques défavorables ou lorsque des charges importantes doivent être transmises au sol.

7.3 Etude du radier général

Le Radier dans notre projet est juste un reliant entre les fondations profondes et la structure, il est posé sur une couche de remblai 5m de profondeur.
Il convient donc de considérer le radier comme une dalle inversée.

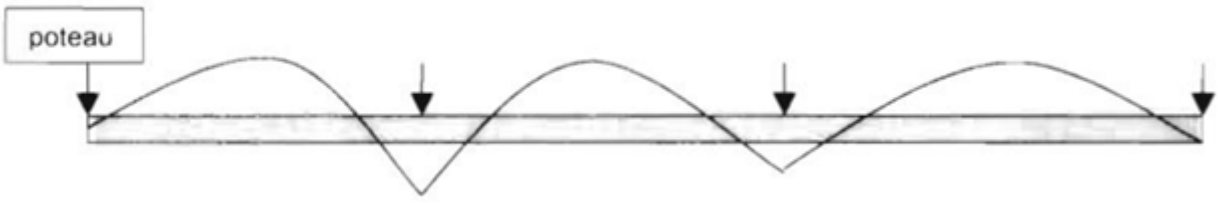


Figure 7-1 Diagramme des moments fléchissant du radier.

7.3.1 Pré dimensionnement du radier général

7.3.1.1 Condition de l'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq$ 25 cm).

7.3.1.2 Epaisseur de la dalle du radier

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante : $h_d . \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{1200}{20}$ = 60 cm

Choix : On retient une épaisseur de h_d = 60cm pour la dalle du radier.

7.3.1.3 Surface du radier

ELS:

G + 0.9Q + 0.9S ⟶ $\sum N_{ELS}$ = $358 + 0{,}9 \times 250 + 0{,}9 \times 8 = 590{,}20 daN$

$S_{radier} \geq \frac{\sum N_{ELS}}{\sigma_{sol}} = \frac{590{,}20}{3{,}50} = 168{,}63 daN$ δ_s=3,50 bar

On a la surface du radier (1163,63 m^2) < Surface du bâtiment (2240 m²), on prévoit un débord

7.3.1.4 Calcul Débordement

Largeur minimale du débord $L_d \geq (h_r / 2 ; 30cm)$

D≥ 30 cm ⟶ On adoptee: D = 40cm

S raider = S battement + S débord = 2240 + 61,10 =**2301,20 m²**

7.3.2 Vérification du radier

7.3.2.1 Vérification à la contrainte du cisaillement

On vérifie la condition suivante :

$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq 0{,}05 f_{c28}$ Avec $T_u^{max} = \frac{q_u . L_{max}}{2} = \frac{N_u . b}{S_{radier}} . \frac{L_{max}}{2}$

ELU : 1,35G+1,5Q ⟶ $\sum N_{ELU}$ = 4494684,92 daN = 44946,85kN.

$Poids\ radier$ = 1581 × 0,6 × 25 = 23715kN

$N_u = N_{ELU}$ + 1,35 × $Poids\ radier$ = 76962,1kN

$\tau_u = \frac{0,30023}{1.0,9.0,6} = 0,56\text{MPa} < 0,05.25 = 1,25\text{MPa}$

7.3.2.2 Vérification du non poinçonnement

Selon le BAEL99 (article A.5.2.41) on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq \frac{0,045.h.u_c.f_{c28}.}{\gamma_b}$$

N_u : L'effort normal du poteau plus sollicité a l´état limite ultime : Epaisseur total du radier = 0,6 m

u_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier :

$u_c = (a + b + 2h) \times 2 = 5,07m$

$N_u \leq \frac{0,045.h.u_c.f_{c28}.}{\gamma_b}$

$N_u \leq \frac{0,045\times0,6\times5,07\times25\times10^{-3}}{3,5}$ Condition vérifiée ⟶ pas de risque de poinçonnement.

7.3.2.3 Efforts sollicitant sur le radier

Le radier est sollicité par la réaction du sol plus celle des pieux diminué du poids propre du radier. Ces panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le BAEL91.

7.3.2.4 Calcul du Ferraillage de la dalle

Le panneau le plus sollicité est de dimensions : Lx= 5 m ; Ly= 12 m

$\propto = \frac{l_x}{L_y} = \frac{5}{12} = 0,41 \geq 0,40$ La dalle travaille dans les deux sens.

Les calculs en flexion simple avec une section de (0,6m × 1ml) m² en deux directions.

ELU

On a

G= 3,58 Q=2,50

q_u =1,35 G+1,5 Q= 1.35 x 3,58 +1,5 x 2,5= 8,58 KN/m

plus $8{,}58\times 2 = 17{,}16\ KN$

G= 0,2 KN Q=1

q_u =1,35 G+1,5 Q= 1.35 x 0,2 +1,5 x 1= 1,77 KN/m

ELS

q_s =G+ Q =3,58 +2,5 = 6,08 KN/m

q_s =G+ Q =1 +0,2 = 1,2 KN/m

M= $\frac{q_u l^2}{8} = \frac{17{,}16 \times 1^2}{8}$ =2,14

M_t =0,75 x M =0,75 x 2,14 = 1,60

$\mu_{\mu=\frac{M_T}{b.d.f_{bc}}}$

Avec $\begin{cases} f_{cb} = \frac{0{,}85\times f_{c28}}{\delta_b} = 14{,}16\ MPa \\ d = 0{,}9h = 0{,}72\ m \end{cases}$

Vérification à l'ELS

$\mu_{\mu=\frac{M_t}{b\times d^2 \times f_{bc}}} = 0{,}14$

M_a= $0{,}50\times M = 0{,}5 \times 2{,}14 = 1{,}07$

$\mu_{u=\frac{M_t}{b\times d^2 \times f_{bc}}} = \frac{1{,}60}{1\times 0{,}72^2 \times 14{,}16}$=0,21

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R \rightarrow$ Section à simple armatures

$A_{st}= \frac{M_T}{Z\times \delta_{st}}$

Z = d × $(1 - 0{,}4\ \alpha)$= 0,72 × $(1 - 0{,}4\ \times 0{,}29)$=0,63 m

$\alpha = 1{,}25\ x\ \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_\mu}\right)$= 1,25 x $\left(1 - \sqrt{1 - 2x0{,}21}\right)$ = 0,29

$\partial_{st} = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1{,}15}$= 348 MPa

$A_{st}= \frac{M_T}{Z\times \delta_{st}} = \frac{1{,}60}{0{,}63\ x\ 348}$ = 7,29 x$10^{-3}\ m^2$ = 7,29 cm^2/ml

La section d'armature minimale

- $A_{min}= \frac{0{,}23\ x\ f_{t28\ x\ b\ x\ d}}{f_e} = \frac{0{,}23\ x\ 2{,}1\ x\ 1\ x\ 0{,}72}{400}$ = 8,69 x $10^{-4}\ m^2$= 8,69 cm^2/ml

On opte pour 6T14 avecA_{st} = 9,24 cm^2/ml.

- Armatures de répartition

$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9,24}{4}$ = 2,31 cm^2/ml On prend 3T12 de section 3,39 cm²/ml.

Vérification à l'ELS

Avec n=15

X = n $\frac{A_{st}}{b}$ $\sqrt{1 + \frac{2\ b\ dA_{st}}{n(A_{st})^2}} - 1$=12, 54 cm

I = b x $\frac{n^3}{3}$ + n $A_{st}(d-x)^2$ = 15934,86 cm^4

$\partial_{bc} = \frac{M_s\ n}{I}$ = 4,78 MPa

$\partial_{st} = \frac{M_s\ n\ (d-n)}{I}$ =172,26 MP

Calcul de l'espacement :

D'après le paragraphe [**A. 8. 2, 41 BAEL91**]:

Armatures dans le sens Lx : $S_t \leq \min(2.\ h_0\ ;\ 25\ )cm \longrightarrow S_t \leq 25cm$

Alors on adopte un espacement de : St =15cm

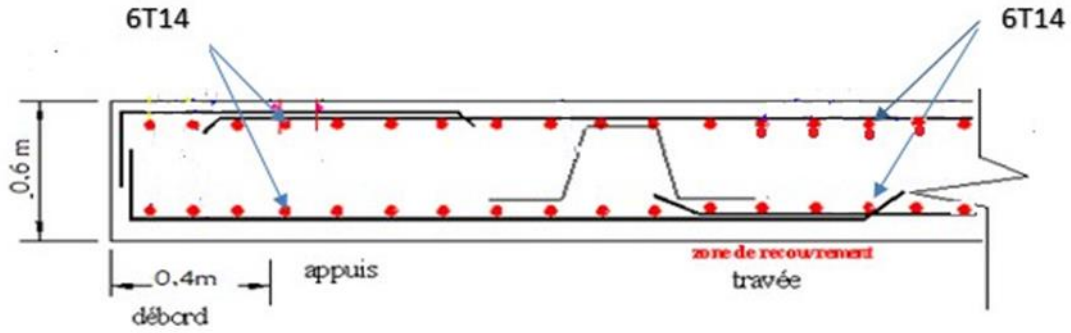


Figure 7-2 Plan de ferraillage du radier général suivant x-x

7.4 Etude des Longines

Les longrines sont des poutres de chainage horizontale servont de s'opposer au tassement différentiel et au déplacement relatifs horizontaux des fondations lors d'un séisme, elles permettent la bonne répartition et la transmission des efforts. Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force.

Calcul de ferraillage :

On à

$$A_a = \frac{N \times (A - a)}{8 \times d_a \times \sigma_s}$$

$$A_b = \frac{N \times (B - b)}{8 \times d_a \times \sigma_s}$$

$A_a = \frac{N \times (1900 - 300)}{8 \times 450 \times 348}$ On adopte **15T 20**

$A_b = \frac{N \times (1900 - 390)}{8 \times 450 \times 348}$ On adopte **15T 20**

Calcul de l'espacement :

$\text{St} \leq 5 \min(20\ cm\ ; 15 \times \emptyset)$

$\text{St} \leq 5 \min(20\ cm\ ; 15 \times 2)$ **On adopte st = 20 cm**

CONCLUSION

Ce projet de fin d'études sur la conception d'un parc de stationnement à ossature métallique à Annaba. Notre travail démontre une compréhension approfondie des principes de l'ingénierie structurelle et des normes de construction applicables.

L'ensemble du processus de conception, comprenant la descente des charges, l'étude sismique, le dimensionnement du plancher mixte et des fondations, ainsi que la vérification des assemblages, témoigne de notre rigueur et de notre engagement à produire un ouvrage solide et fonctionnel.

La capacité totale de 400 places, avec des espaces réservés aux véhicules des personnes handicapées et des emplacements pour les vélos et les motos, démontre également notre souci d'offrir une solution adaptée aux besoins de la communauté.

Notre projet met en évidence notre capacité à appliquer les connaissances théoriques et techniques acquises au cours de nos études dans un contexte pratique et concret. En respectant les normes et les réglementations en vigueur, nous avons démontré notre engagement en matière de sécurité et de conformité.

En conclusion, ce projet de fin d'études sur la conception d'un parc de stationnement à ossature métallique est une réalisation remarquable. Notre travail met en avant nos compétences en ingénierie, notre capacité à relever des défis techniques et notre souci du détail. Ce projet constitue une contribution précieuse au domaine de la construction et témoigne de notre préparation à relever des défis similaires à l'avenir.

Références bibliographiques

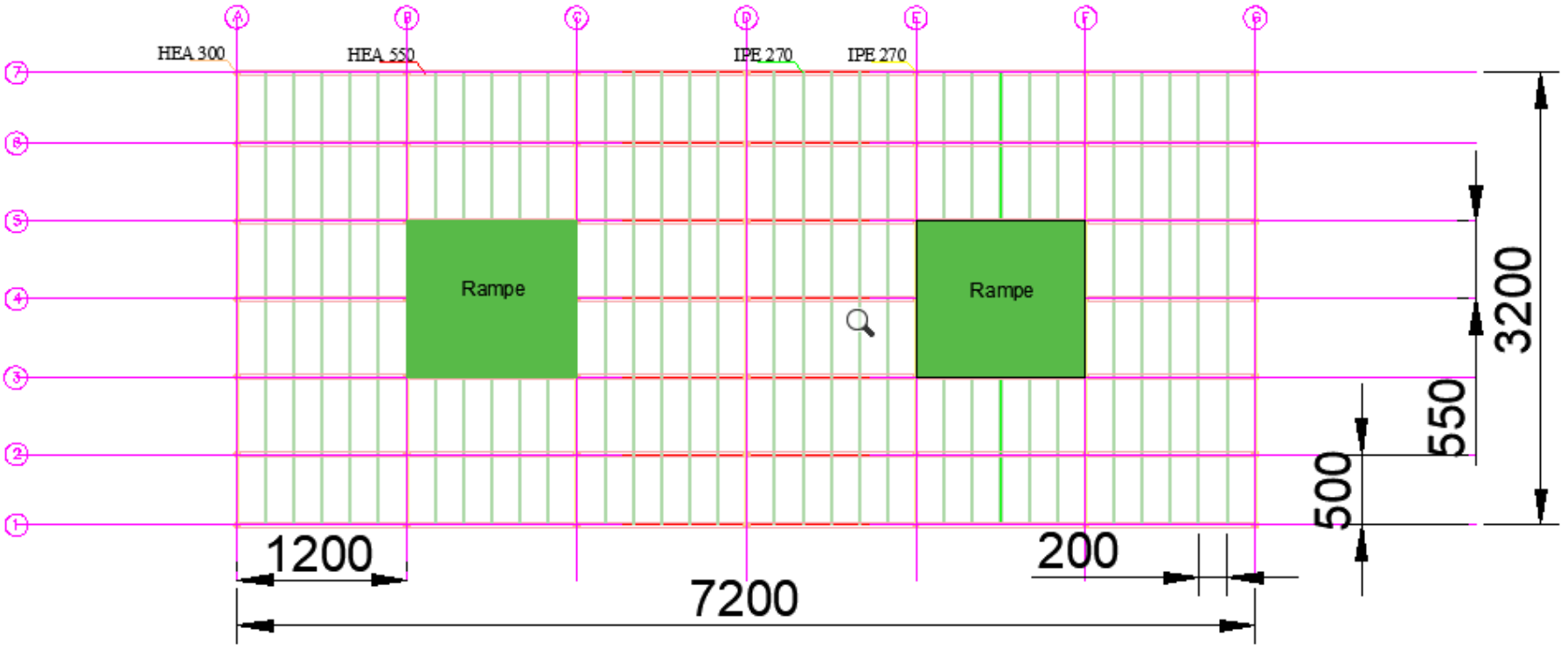
1. Document Technique Réglementaire Algérien D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Algérie.
2. Document Technique Réglementaire Algérien D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Algérie.
3. Document Technique Réglementaire Algérien D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 », Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997, Algérie.
4. Document Technique Réglementaire Algérien D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, Algérie.
5. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, Algérie.
6. Eurocode 3 : « partie 1-1 » et « partie 1-8 »; Eurocode 4 : « partie 1-1 »
7. Lahlou Dahmani « CALCUL DES ELEMENTS DE CONSTRUCTION METALLIQUE SELON L'EUROCODE 3 ».
8. Henry Thonier Tome 2 « CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES DES BATIMENTS ».
9. Normalisation française, DTU 13.2 « FONDATIONS PROFONDES POUR LE BATIMENT ».
10. LALOU Kamila, 2012, Etude d'un parking à étage en construction métallique à Bejaïa. Université de Bejaïa.
11. Dr. RAS A. 2018, ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN PARKING (RDC+4) EN CHARPENTE METALLIQUE A TLEMCEN « BAB-EL-DJIAD»
12. Dr Ir P. BOERAEVE « Manuel de calcul de poutres et dalles mixtes Acier-Béton».
13. Jean-Marie ARIBERT « Construction mixte acier-béton ».

14. Documents « Access steel eurocodes made easy : SN043a-FR-EU, NCCI : Calcul d’assemblage de pieds de poteaux encastrés ».
15. Pierre KASTNER « Etude parasismique d’un parc de stationnement situé à Montbéliard ».

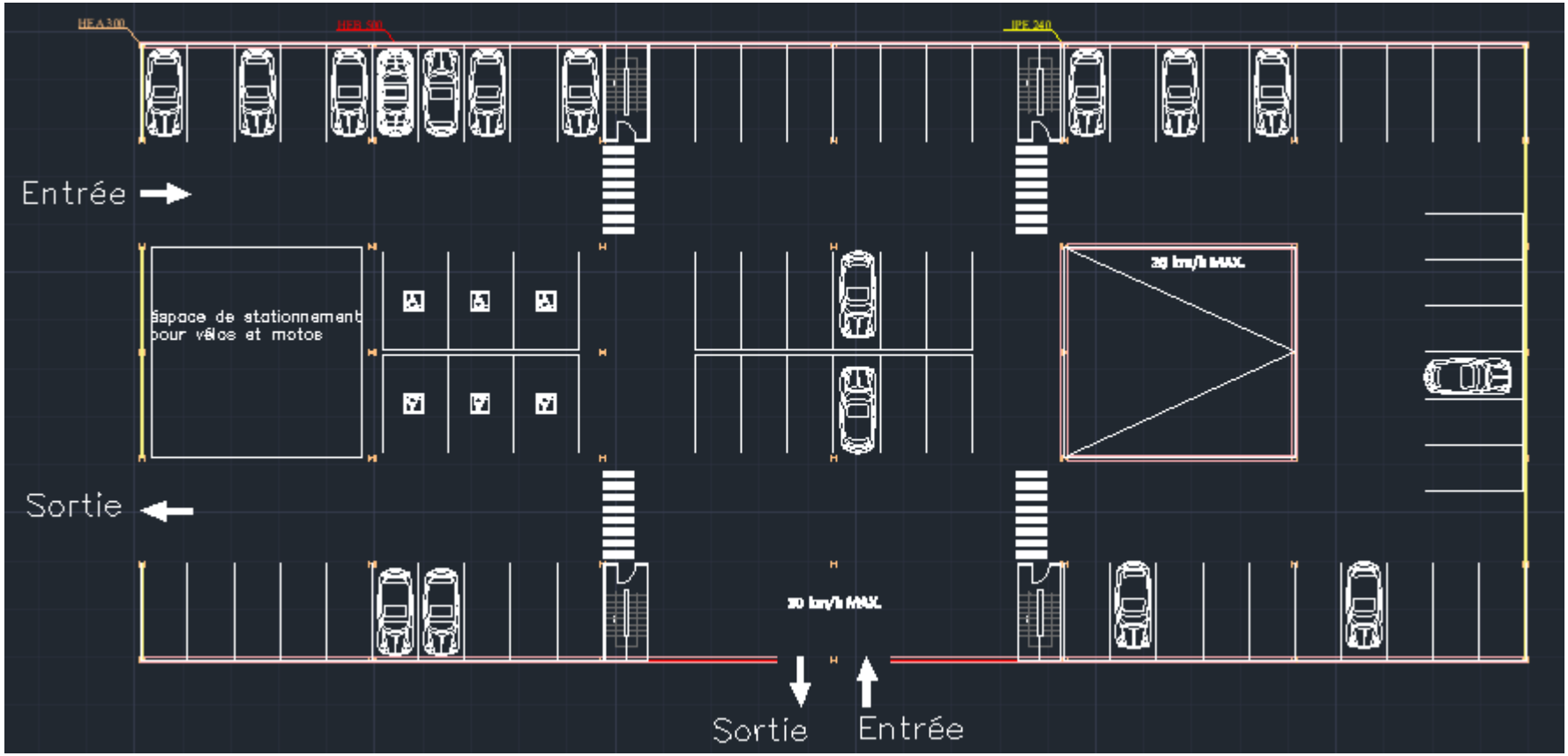
ANNEXE« *A* »

PLANS

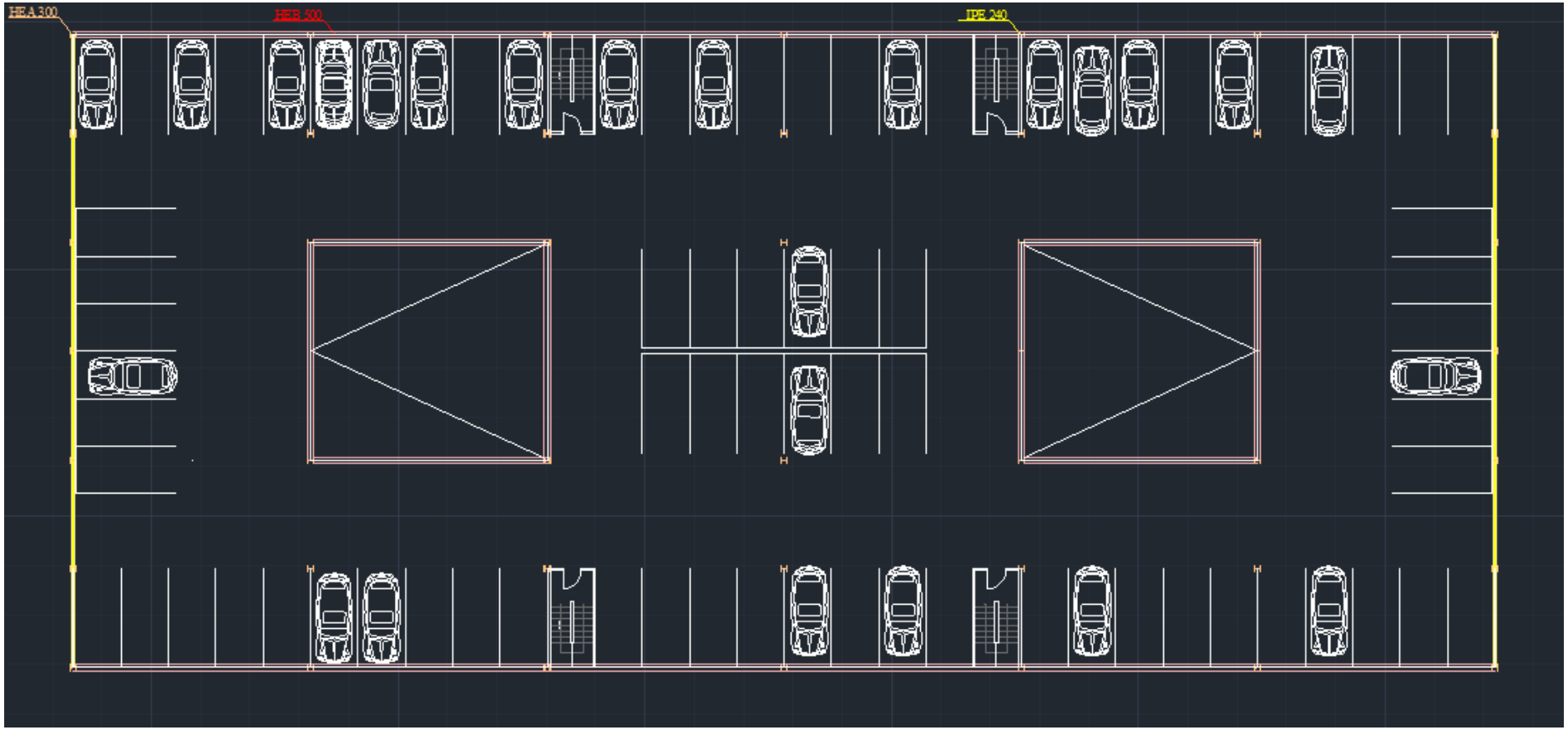
LES VUES EN PLANS S



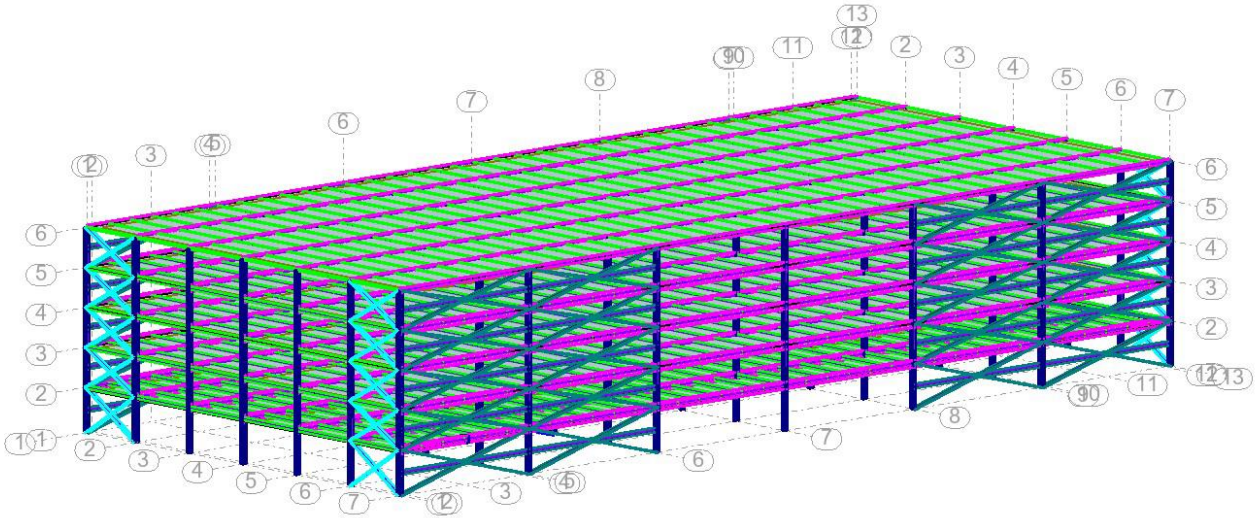
VUE EN PLAN RDC



VUE EN PLAN ETAGES COURANT



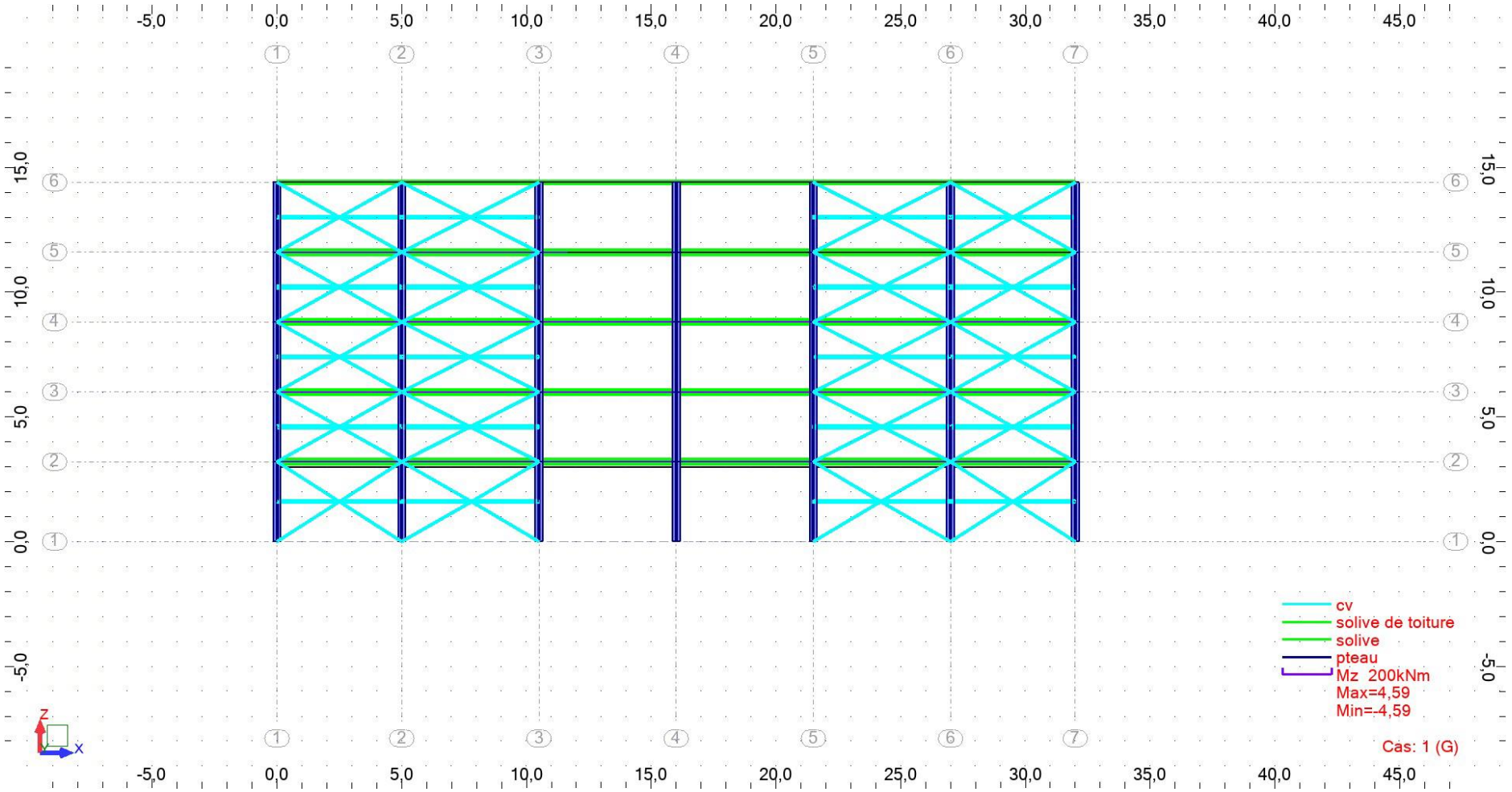
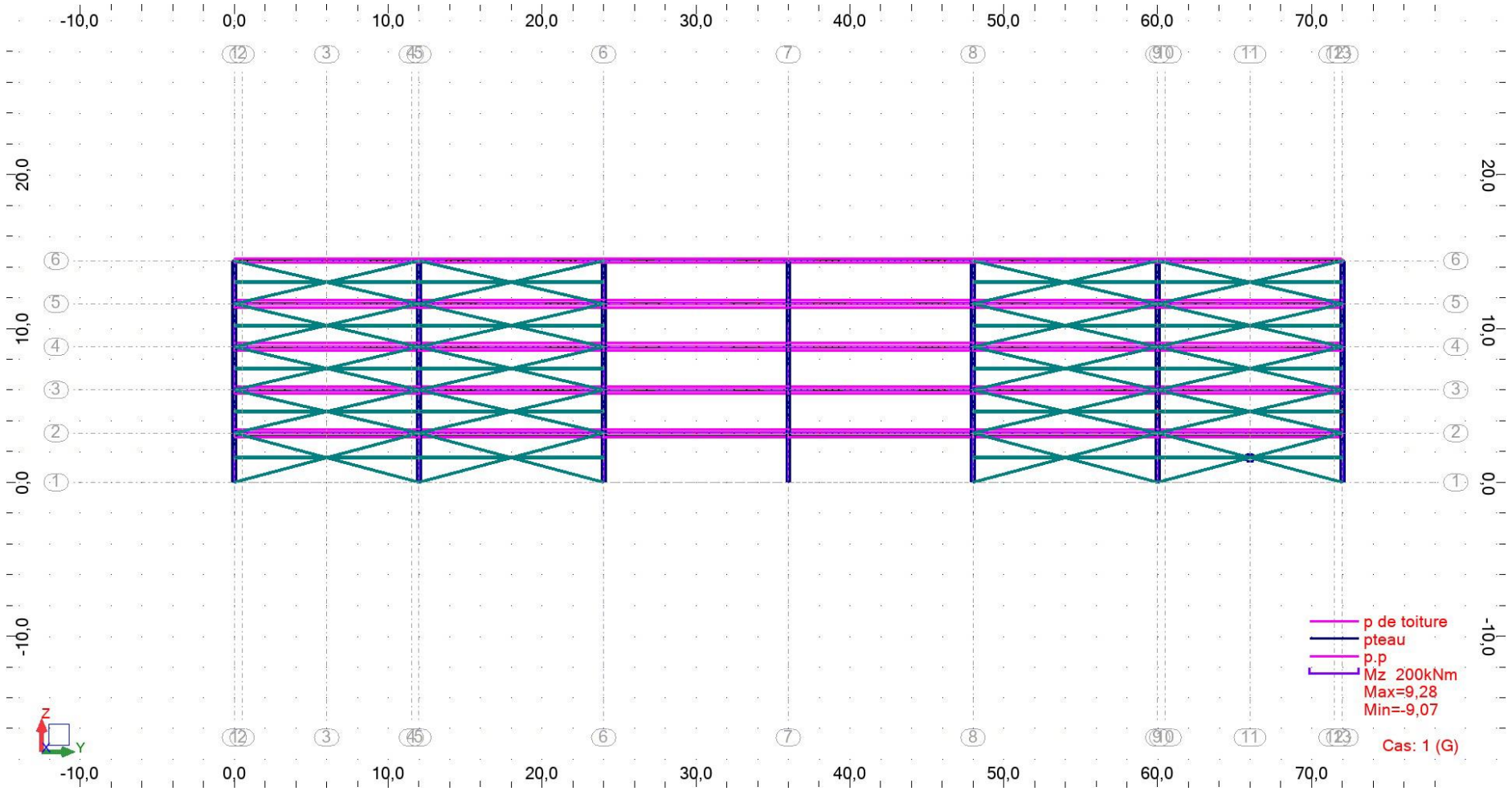
VUE EN 3D



cv
p de toiture
pt de rampe
solive de toiture
slive de rampe
pteau
solive
p.p
Mz 200kNm
Max=13,96
Min=-13,95

Cas: 1 (G)

FACADE LATERALE



FACADE POSTURIEUR