

Populaire et Démocratique Algérienne République
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Déclaration sur l'honneur
Engagement pour respecter les règles d'authenticité scientifique dans
l'élaboration d'un travail de recherche

Arrêté ministériel n° 1082 du 27 décembre 2020 ()*
fixant les règles relatives à la prévention et la lutte contre le plagiat

Je soussigné,

Nom : H. Arroume

Prénom : Mayssa

Matricule : 20.20.350.497.00

Spécialité et/ou Option : Structure

Département : Génie civil

Faculté : Technologie

Année universitaire : 2024./..2025

et chargé de préparer un mémoire de (Licence, Master, Autres à préciser) : Master

Intitulé : Etude d'un bâtiment R+2 en charpente
..... métallique à usage Bureautique

déclare sur l'honneur, m'engager à respecter les règles scientifiques, méthodologiques,
et les normes de déontologie professionnelle et de l'authenticité académique requises dans
l'élaboration du projet de fin de cycle cité ci-dessus.

Fait à Béjaïa le
10...../07/2025

Signature de l'intéressé

(*) Lu et approuvé

.....
[Signature]

(*) Arrêté ministériel disponible sur le site www.univ-bejaia.dz/formation (rubrique textes réglementaires)

Populaire et Démocratique Algérienne République
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Déclaration sur l'honneur
Engagement pour respecter les règles d'authenticité scientifique dans
l'élaboration d'un travail de recherche

Arrêté ministériel n° 1082 du 27 décembre 2020 ()*
fixant les règles relatives à la prévention et la lutte contre le plagiat

Je soussigné,

Nom : ALOUT
Prénom : KO KO
Matricule : 191933009015
Spécialité et/ou Option : structure
Département : Génie civil
Faculté : Technologie
Année universitaire : 2024./2025

et chargé de préparer un mémoire de (Licence, Master, Autres à préciser) : Master

Intitulé : Etude d'un bâtiment R+2 en charpente
metalique à usage Bureautique

déclare sur l'honneur, m'engager à respecter les règles scientifiques, méthodologiques, et les normes de déontologie professionnelle et de l'authenticité académique requises dans l'élaboration du projet de fin de cycle cité ci-dessus.

Fait à Béjaïa le
10/07/2025

Signature de l'intéressé

(*) Lu et approuvé

[Signature]

(*) Arrêté ministériel disponible sur le site www.univ-bejaia.dz/formation (rubrique textes réglementaires)



Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de Technologie
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'études
en vue d'obtention du diplôme Master
Option : Structures

Présenté par :
ALOUT Koko
HAROUNE Mayssa

THEME :

**Etude d'un bâtiment R+2 en charpente métallique
usage bureautique**

Soutenu le : 22/06/2025

Devant le jury composé de

Nom et prénom

N. OUARI

B. BANOUNE

B. MEZIANI

Grade

.....

.....

.....

Qualité

Président

Rapporteur

Examineur

Année Universitaire : 2024/2025

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à ossature métallique à usage de bureaux, composé d'un rez-de-chaussée et de deux étages (R+2), implanté dans la wilaya de Bejaïa. L'étude a débuté par une analyse de l'action du vent sur la structure, suivie du prédimensionnement des éléments porteurs principaux et secondaires. La modélisation de l'ensemble a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS 2016, permettant de déterminer les différentes sollicitations dues aux charges permanentes, d'exploitation et climatiques. La stabilité globale du système a été vérifiée, avant de procéder au calcul des assemblages métalliques. Enfin, les fondations ont été dimensionnées en tenant compte des efforts transmis et conformément aux recommandations des normes en vigueur, notamment le RPA99/2003.

Abstract:

This project presents a detailed study of a steel-framed office building consisting of a ground floor and two upper floors (G+2), located in the wilaya of Bejaïa. The study began with the analysis of wind loads acting on the structure, followed by the preliminary sizing of both primary and secondary structural elements. The entire structure was modeled using ETABS 2016 software, which allowed for the assessment of different loads including dead loads, live loads, and wind loads. The global stability of the structure was then verified, before proceeding to the design and verification of the steel connections. Finally, the foundations were sized based on the loads transmitted by the superstructure and in compliance with Algerian seismic design regulations (RPA99/2003).

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى إداري بهيكل معدني مكون من طابق أرضي وطابقين علويين (R+2)، يقع في ولاية بجاية. بدأت الدراسة بتحليل تأثير الرياح على المبنى، تلتها عملية التمهيد لتحديد أبعاد العناصر الإنشائية الرئيسية والثانوية. تم نمذجة كامل الهيكل باستخدام برنامج ETABS 2016، مما سمح بتحديد مختلف التأثيرات الناتجة عن الأحمال الدائمة، والأحمال الحية، وأحمال الرياح. بعد ذلك، تم التحقق من استقرار النظام الإنشائي ككل، ثم تم حساب وتجميع العناصر المعدنية. وفي الأخير، تم تصميم الأساسات وفقاً للأحمال المنقولة من الجزء العلوي، مع احترام تعليمات الكودات المعتمدة، خصوصاً التنظيم المقاوم للزلازل الجزائري. RPA99/2003.

Remercîments

Tout d'abord, je rends grâce à Allah, le Tout-Puissant, qui m'a accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce travail. Sans Sa bénédiction, rien n'aurait été possible.

Ce mémoire marque l'aboutissement d'un long parcours universitaire riche en apprentissages, en défis et en belles rencontres, au sein de l'Université Abderrahmane Mira de Béjaïa, « Targa Ouzemmour ».

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon encadrant, Dr. BANOUNE brahime pour son accompagnement, sa disponibilité constante et la qualité de ses conseils, qui ont grandement enrichi ce travail.

Je remercie également les membres du jury pour l'honneur qu'ils me font en acceptant d'évaluer ce mémoire, ainsi que pour leurs remarques constructives et enrichissantes.

Mes remerciements vont aussi à M. Bouadjela Sofiane , ingénieure chargé d'affaire métal structure cevital projet trituration.

Je suis infiniment reconnaissante envers ma famille, pour leur soutien indéfectible, leur amour, leurs prières et leur confiance tout au long de mon parcours.

Enfin, je remercie du fond du cœur toutes les personnes, amies, enseignants, collègues ou inconnus, qui, de près ou de loin, ont contribué à la réussite de ce travail.

Dédicace

Au nom de Dieu, le Clément, le Miséricordieux.

Avec tout mon amour, mon respect profond et ma reconnaissance éternelle, je dédie ce travail à celui qui a été pour moi bien plus qu'un père et bien plus qu'une mère, à mon cher grand-père, qui m'a soutenue dans les moments les plus difficiles, encouragée avec une force inégalable, et aimée sans condition. Que Dieu te préserve et te récompense pour tout ce que tu as fait pour moi.

À ma douce et précieuse maman, la lumière de ma vie, celle qui a sacrifié tant de choses pour mon bien-être. Ton amour, tes prières et ta tendresse ont toujours été mon refuge. Merci pour tout, maman.

À mon cher papa, modèle de sagesse et de patience, qui m'a transmis la force de croire en moi-même et de persévérer malgré les difficultés. Ton soutien m'a guidée à chaque étape de ce parcours.

À mes frères bien-aimés, Ali, Hamou, Amar et Abderrahmane, pour votre affection, vos encouragements sincères et votre présence indéfectible. Vous avez été ma force dans l'ombre et une source de motivation constante.

À mes chères amies, Melissa, Fairouz, Tinhinane, Sonia, et à ma précieuse binôme Mayssa, merci pour votre présence, vos paroles réconfortantes, vos conseils et votre soutien tout au long de ce parcours. Vos sourires, vos encouragements et votre amitié m'ont portée dans les moments les plus éprouvants. Je vous garde dans mon cœur avec beaucoup de gratitude et d'affection.

Ce mémoire est le fruit de vos sacrifices, de votre amour et de votre confiance en moi. Que Dieu vous comble de Ses bienfaits et vous accorde longue vie, santé et bonheur.

Avec tout mon cœur,

Koko

Je dédie ce mémoire à ceux qui ont été les piliers, les repères et les soutiens indéfectibles tout au long de cette aventure.

À ma mère, ma première force, mon refuge, celle dont les sacrifices silencieux, les prières murmurées et l'amour infini m'ont portée jusque-là. Merci pour ta tendresse, ta patience, tes mots réconfortants, et pour croire en moi même quand moi je doutais. Ce mémoire est autant le tien que le mien.

À mon père, pour sa rigueur, sa confiance et son soutien dans les moments les plus importants.

À mes frères, Mounir et Amine, et à ma sœur Meriem, pour leur amour discret mais sincère, et leur présence rassurante.

À mes cousines Leticia et Scheima, et Linda pour leurs encouragements et leur douceur.

À mes amies Sabrina, Khadidja et Sonia, pour leur fidélité, leurs sourires partagés et cette amitié qui fait du bien.

Et une mention toute spéciale à ma binôme Koko, celle avec qui j'ai partagé chaque étape de ce mémoire. Merci pour ta rigueur, ton soutien inépuisable, ton humour qui a rendu le stress plus supportable, et surtout..., vraie et lumineuse. Ce travail est le fruit d'une belle collaboration mais surtout d'un lien humain rare. Je n'aurais pas pu rêver meilleure partenaire.

mayssa

Chapitre I : Généralités.

I.1 Présentation de l'ouvrage :	1
I.1.1. Données géométriques de l'ouvrage	1
I.1.2. Localisation et données concernant le site	1
I.2. Règlements techniques	1
I.2.1. Règlements utilisés	1
I.2.2. Logiciels utilisés	1
I.2.3. Caractéristiques structurales.....	1
I.3. Matériaux utilisés	3
I.3.1 Acier	3
I.3.2. Béton.....	4
I.3.3. Aciers de ferrailage	4
I.3.3. Bac d'acier.....	4
I.4.Assemblages	5

Chapitre II : Evaluations des charges.

Introduction.....	6
II.1 Surcharge permanente	6
II.1.1. Plancher étage courant	6
II .1.2. Plancher terrasse inaccessible	6
II.1.3. L'acrotère	7
II.1.4. Surcharges d'exploitations.....	7
II.2. Etude de vent	7
II.2.1. Introductions	7
II.2.2. Données relatives au site.....	7
II.2.3. Calcul de la pression due au vent.....	8
II.2.4. Calcul des coefficients de pression.....	10
II.3. Effet de la neige.....	17
II.3.1. Introduction.....	18
II.3.2. Calcul des charges de la neige.....	18

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments.

III.1. Pré dimensionnement et calcul des planchers collaborant.....	19
III.1.1. Etude du plancher mixte.....	19
III.1.2.1. Vérification des solives en phase de construction	20
III.1.2.2. Vérification des solives en phase finale	21
III.1.3. Calcul des contraintes	25
III.1.4. Calcul des goujons connecteurs	27
III.2. Prédimensionnement des poutres	29
III.2.1. Prédimensionnements des Poutre principale.....	29
III.2.2. Prédimensionnements des poutres secondaires.....	31

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

Introduction	34
IV.1. L'acrotère	34
IV.1.1. Définition	34
IV.1.2. Charges sollicitant l'acrotère.....	34
IV.1.3. Charge aux états limites	34
IV.1.4.1. Enrobage	34
IV.1.4.2, Excentricité	34
IV.1.5. Calcul du ferrailage.....	35
IV.1.6. Vérifications complémentaires	36
IV.2. Dimensionnement des escaliers	38
IV.2.1. Etude des marches.....	39
IV.2.2. Etude des limons	40
IV.2.3. Etude du palier de repos	42
IV.3. Pré- dimensionnement des poteaux	44

Chapitre V : Etude sismique.

V.1. Introduction	52
V.2. Modélisation	52
V.3. Analyse de la structure	52
V.3.1 Type d'analyse	52
V.3.2. Méthodes de calcul	52

V.3.2.1 La méthode statique équivalente	55
V.3.2.2. Méthode dynamique.....	55

Chapitre VI : vérification des éléments

VI.1. Introduction	63
VI.1.1.2. Vérification de la poutre principale IPE 220	63
VI.1.3. Vérification de la poutre secondaire IPE 120	63
VI.2.1. Vérification des poteaux	64
VI.2.2Vérification de Poteau HEA300 du RDC	65
VI.3.1. Vérification du système de contreventement	68
VI.3.2. Vérification des palées en (X)	68
VI.4. Conclusion.....	69

Chapitre VII : vérification des éléments.

VII.1. Introduction	71
VII.2. Calcul des assemblages	71
VII.2.1. Epaisseur de la cornière.....	72
VII.2.2 Dimensionnement des boulons.....	73
VII.2.3 Vérifications des boulons.....	73
VI.3. Assemblage poteau-poutre principale (HEA300-IPE220)	73
VII.4. Assemblage des contreventements.....	77
VII.4.1 Assemblage gousset-nœud du portique	77
VII.4.2 Assemblage gousset-diagonale.....	78
VII.5. Calcul des pieds de poteaux	80

Chapitre VIII : Étude de L’infrastructure.

VIII.1. Introduction	86
VIII.2. Détermination des sollicitations	86
VIII.3. Choix du type de fondation	86
VIII.4. Vérification des semelles isolées	87
VIII.5. Étude des longrines	89
VIII.6. Ferrailage du fût	90
VIII.7. Vérification de la stabilité d’ensemble	91

MAJUSCULES LATINES :

A : Section brute d'une pièce

A_{net} : Section nette d'une pièce

A_w : Section de l'âme

A_p : Surface portante

A_s : Aire de la Section résistante a la traction du boulon

E : Module d'élasticité longitudinale

F : Force en générale

F_p : Force de calcul précontrainte

F_s : Résistance d'un boulon au glissement

$F_{t,rd}$: Résistance d'un boulon en traction

$F_{b,rd}$: Résistance a la pression diamétrale

G : La charge permanent I : Moment d'inertie

K_c : Coefficient de Rigidité poteaux

K_{ij} : Coefficients de Rigidités des poutres

$K_{y,z}$: Coefficient de flambement-flexion

L : Longueur

M_{sd} : Moment fléchissant

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

M_{pl} : Moment plastique

M_{cr} : Moment critique

N_{sd} : effort normal

$N_{t\ sd}$: effort normal de traction

$N_{c\ sd}$: effort normal de compression

N_{pl} : effort normal plastique

N_u : effort normal ultime

N_j : Force d'adhérence avec le béton

Q : charge d'exploitation

W_{pl} : Module de résistance plastique

W_{el} : Module de résistance élastique

MINUSCULES LATINES :

b : Largeur d'âme

b_{eff} : Largeur efficace

c_i : Coefficients d'entraxe

d_0 : diamètre de perçage des trous de boulon

f : flèche d'une poutre

f_y : Limite d'élasticité d'un acier

f_{yb} : Limite d'élasticité d'un boulon

f_u : Contrainte de rupture d'une pièce

f_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon

f_{ck} : résistance caractéristique en compression sur cylindre du béton

f_{cd} : valeur de calcul de la résistance en compression sur cylindre du béton de fondation

h : hauteur

k_s : coefficient fonction de la dimension des trous de perçage

k_j : facteur de concentration

n : Nombre de boulon

m : Nombre de plants de cisaillement

r_c : rayon de raccordement âme /semelle du poteau

t_w : épaisseur de l'âme

t_f : épaisseur de la semelle

t_{wc} : épaisseur âme poteau

t_{fc} : épaisseur âme semelle

t : épaisseur platine

v_i : distance de la fibre inférieure à l'axe neutre d'une section

v_s : distance de la fibre extrême supérieure à l'axe neutre d'une section

MINUSCULES GREQUES :

χ_{LT} : Coefficient de réduction de déversement

χ : Coefficient de réduction de flambement

β_w : Facteur de corrélation

NOTATION

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent

β_j : Coefficient relatif a la liaison

γ : Coefficient de sécurité sur les propriétés du béton

$M_i \gamma$: Coefficient de sécurité

$M_b \gamma$: Coefficient de sécurité de boulon

$M_S \gamma$: Coefficient partiel de sécurité

τ_{LT} : Élancement de déversement

τ : Élancement

ϕ_{LT} : Rotation de déversement

ϕ : Rotation

α_{LT} : Facteur d'imperfection pour le déversement

α : Facteur d'imperfection

μ : Coefficient de frottement

σ : Contrainte normale

τ_e : Contrainte limite de cisaillement en élasticité $0,5 \sigma_y = 235 \text{ f}$

$\varepsilon = \left(\frac{235}{f_y}\right)^{0.5}$: Coefficient de réduction élastique de l'acier

η : Facteurs de distribution

Introduction générale :

L'étude des structures constitue une étape essentielle dans tout projet de construction. Elle représente un passage obligé pour garantir la sécurité, la fiabilité et la durabilité des ouvrages. Réaliser cette étude permet également de mettre en pratique les connaissances acquises au cours de la formation d'ingénieur, notamment en génie civil.

L'objectif fondamental de ce domaine est de concevoir et dimensionner des ouvrages capables de résister aux différentes actions naturelles telles que les séismes, les vents violents ou encore les charges de neige. Chaque matériau utilisé dans la construction présente des caractéristiques propres, aussi bien sur le plan mécanique que technique et structurel. L'acier, en particulier, offre des avantages considérables qui en font un choix privilégié dans de nombreux projets.

Les constructions métalliques trouvent leur place dans divers domaines, notamment les bâtiments industriels (qu'ils soient lourds comme les aciéries ou légers comme les entrepôts de stockage), ainsi que les ouvrages d'art. L'acier est largement utilisé pour la réalisation des ossatures et des bardages, en raison de ses nombreux atouts :

- Résistance et durabilité,
- Légèreté,
- Rapidité de mise en œuvre,
- Souplesse architecturale,
- Facilité de montage et de modification,
- Et enfin, une conception adaptable et polyvalente.

Le projet étudié dans ce mémoire concerne un bâtiment administratif en charpente métallique, de type R+2, situé à Béjaïa. Ce bâtiment est destiné à un usage bureautique et devra répondre aux exigences de performance et de sécurité imposées par son environnement naturel et les réglementations en vigueur.

L'étude de ce projet sera menée dans le strict respect des normes et recommandations applicables, notamment RPA 99/2003, DTR RNV 2013, CCM97

L'ensemble des étapes à suivre pour mener à bien ce travail est détaillé dans le plan de travail présenté ci-après.

- Chapitre I : Généralités.
- Chapitre II : Étude Climatique.
- Chapitre III : Pré-Dimensionnement Des Éléments.
- Chapitre IV : Étude Des Éléments Secondaires.
- Chapitre V : Étude Sismique.
- Chapitre VI : vérifications des éléments.
- Chapitre VII : Calcul Des Assemblages.
- Chapitre VIII : Étude de L'infrastructure.

Chapitre 1 :

Généralités

I.1.Présentation de l'ouvrage :

Ce projet consiste à dimensionner et à étudier un bâtiment R+2 en charpente métallique à usage bureaux, implantée au plateau de wilaya de BEJAIA.

I.1.1. Données géométriques de l'ouvrage :

- Longueur totale du bâtiment.....**18,20m.**
- Largeur totale du bâtiment..... **18,20m.**
- Hauteur totale du bâtiment seul..... **11,88m.**
- Hauteur d'étage HE (1,2)**3,96m.**
- Hauteur de RDC **3,96m.**
- La circulation en élévation dans le bâtiment est assurée par un escalier.
- La terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de **70 cm** de hauteur.

I.1.2. Localisation et données concernant le site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version
- 2003 comme zone de moyenne sismicité (**zone II a**).
- Hypothèse climatique : **zone A** pour la neige, **zone I** pour le vent (*selon le RNV99*).
- La contrainte admissible du sol est de = 1.56 bar
- Le bâtiment est à usage multiples dont le **groupe d'usage 2**.
- Le site est considéré comme très meuble (**S3**).

I.2. Règlements techniques :

I.2.1. Règlements utilisés :

- . **RPA99/2003** (règles parasismique Algériennes version 2003).
- . **Eurocode 4** (conception et dimensionnement des structures mixtes acierbéton).
- . **D.T.R.B.C.2.2** (charges permanentes et charges d'exploitations)
- . **D.T.R.C 2-4.7** (règlement neige et vent « RNV99 »).
- . **BAEL 91-CBA93** (béton armé aux états limites).
- . **Eurocode 3** (règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM 97 »)

I.2.2. Logiciels utilisés :

On a utilisé le logiciel AutoCAD 2016 pour l'élaboration des différents plans et figures, et le ETABS 2016 pour la modélisation de la structure.

I.2.3. Caractéristiques structurales :

a. Ossature de la structure :

L'ossature de la structure est constituée par des portiques métalliques et des contreventements qui assurent la stabilité verticale et horizontale. Pour une première conception nous allons opter pour des poteaux en HEA et des poutres en IPE.

b. Planchers :

Pour notre bâtiment, concernant les planchers courants, on a choisi des planchers mixtes à dalle collaborant dont la composition est illustrée sur la figure (1).

Une dalle en béton armé dans l'épaisseur de 8 à 15 cm

Une tôle nervurée de type TN 40.

Des poutres secondaires (solives).

Des goujons connecteurs.

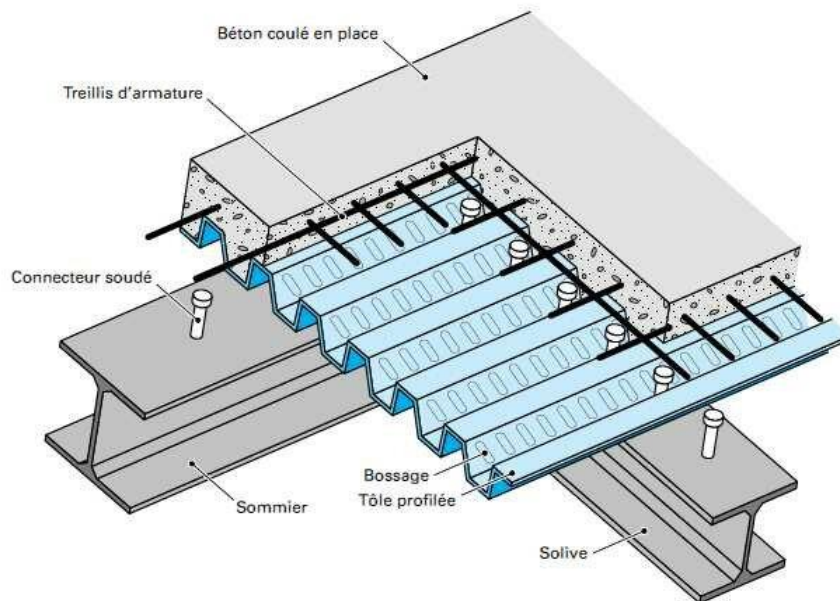


Figure (1)

c. Escaliers :

Ils sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment, ils sont en structure métallique, les marches en tôle, revêtues avec du béton et du carrelage.

Pour chaque étage, les escaliers comportent deux volets

d. Acrotère :

la terrasse est entourée par un seul type d'acrotère en béton armé d'une hauteur de 70 cm. Figure (2)

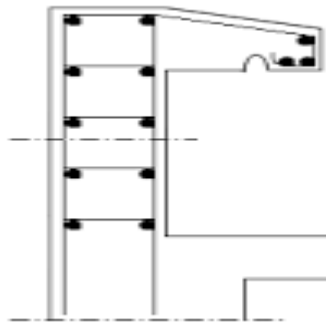


Figure (2)

d. Maçonneries :

Les murs extérieurs seront en double cloisons en briques creuses de (10 +10) cm avec une lame d'air de 10 cm, les murs intérieurs seront en briques creuses de 10 cm.

e. Revêtement :

Le revêtement horizontal sera en carrelage pour toutes les pièces.

Le revêtement vertical sera en plâtre pour les murs et plafonds, et en mortier de ciment pour les parements extérieurs.

I.3. Matériaux utilisés :**I.3.1. Acier :****. Acier de construction :**

Tous les composants de la structure métallique seront des produits sidérurgiques laminés à chaud, le choix de ce type de produits répond aux exigences fixées par le **RPA (art 8.2.2)**.

. Résistance :

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le tableau 3-1 du CCM97.

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est **S235**.

. Ductilité :

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- La contrainte à la rupture en traction f_u doit être supérieure à **20%** au moins à la limite d'élasticité f_y ;
- L'allongement à la rupture ϵ_u doit être supérieur à **15%** ;
- L'allongement à rupture ϵ_u correspondant à f_u doit être supérieur à 20 fois

L'allongement ϵ_y correspondant à f_y .

. Coefficient de calcul de l'acier :

Pour la réalisation de notre structure on a utilisé l'acier **S235** de caractéristiques :

Nuance d'acier	S 235
La limite élastique	$f_y = 235 \text{ Mpa}$
La résistance à la traction	$F_u = 360 \text{ Mpa}$
La densité volumique	$\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$.
Module d'élasticité longitudinale	$E = 210\,000 \text{ Mpa}$
Module d'élasticité transversale	$G = 84\,000 \text{ Mpa}$
Coefficient de Poisson	$\nu = 0,3$.

I.3.2. Béton :

Pour la réalisation des fondations et des planchers, on a utilisé un béton **C25/30** de caractéristiques :

Classes de résistance du béton	C25/30
La résistance à la compression	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
La résistance à la traction	$f_{t28} = 2,6 \text{ Mpa}$
La densité volumique	$\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$.
Coefficient de retrait	$\varepsilon = 2 \times 10^{-2}$.
Module sécant d'élasticité	$E_{cm} = 30\,500 \text{ Mpa}$
Coefficients d'équivalence	$n = 13,77$

I.3.3. Aciers de ferrailage :

Pour ferrailer l'acrotère on a utilisé des treillis soudés de type **HA**, les caractéristiques sont :

Nuance d'acier	F _e E 400
La limite élastique	$F_e = 400 \text{ Mpa}$
La densité volumique	$\rho = 7\,850 \text{ kg/m}^3$
Module d'élasticité longitudinal	$E = 210\,000 \text{ Mpa}$
La limite élastique	$F_e = 400 \text{ Mpa}$

I.3.4. Bac d'acier :

Le type de tôle utilisée est le model TN 40.. Cet élément forme un Coffrage pour la dalle en béton, il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

$f_y = 320 \text{ MPa}$: limite d'élasticité de l'acier de la tôle nervurée.

I.4. Assemblages :

Les assemblages principaux des systèmes structuraux, assurant la stabilité sont :

- . Boulon à haute résistance.

- . Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées.

Pour notre cas, on a utilisé les boulons de haute résistance (HR) classe 10.9 ($f_y=900$ MPa, $f_u=1000$ MPa) et classe 8.8 ($f_y=480$ MPa, $f_u=800$ MPa) pour les assemblages rigides des portiques auto Stable. Figure (3)

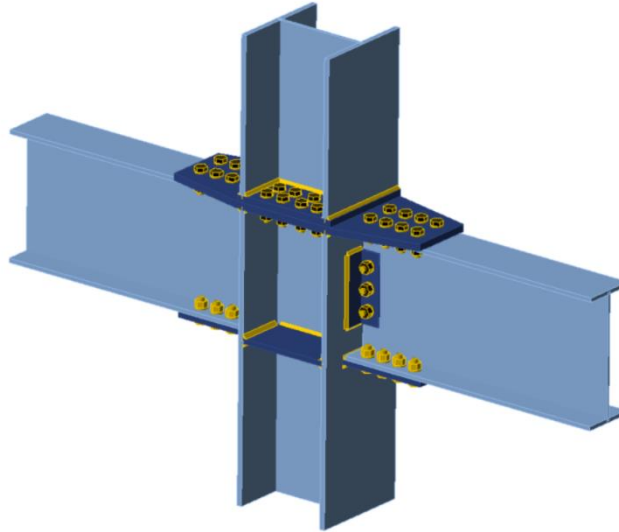


Figure (3)

Chapitre 2 :

Evaluation de charges

II.1. Évaluation de charges :

Introduction :

Le but de ce chapitre est de définir les différentes charges agissantes sur notre structure : les charges permanentes, d'exploitation, des effets thermiques et climatiques ; qui ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrites dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges)

II.1. Surcharge permanente :

Elle désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage.

II.1.1. Plancher étage courant :

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de Pose + grés cérame (0.9)	2.9	20	0,6
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Cloison de séparation	0.1	9	0.9
5	Dalle en béton armé	10	25	2.5
6	TN 40	/	/	0,1
7	Faux plafond	/	/	0.1
Charge permanente totale				G=4.96
Surcharge d'exploitation				Q= 2.5

II.1.2. Plancher terrasse inaccessible :

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité	Poids (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	5	12	0,60
2	Etanchéité multicouche	2	6	0,2
3	béton de pente 8 cm	8	22	1,76
4	Isolation thermique	4	4	0,16
5	TN 40	/	/	0.10
6	Dalle en béton armé	10	25	2,5
7	Faux plafond	/	/	0,1
Charge permanente totale				G=5,34
Surcharge d'exploitation				Q= 1

II.1.3. L'acrotère :

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité	Poids (KN/m ²)
1	Enduit ciment (2cm)	4	18	0,504
2	Acrotère (10cm)	10	25	1,5
Charge permanente totale				G=2,004
Surcharge d'exploitation				Q= 1

II.2 Surcharges d'exploitations :

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

- Plancher terrasse inaccessible.....1 KN/m².
- Plancher étage courant.....2.5 KN/m².
- Escalier.....2.5 KN/m².

II .2. Etude de vent :**II-2-1. Introduction :**

L'effet du vent sur une construction est un facteur déterminant qui influence considérablement la stabilité de l'ouvrage. Il est donc essentiel de mener une étude approfondie pour évaluer les différentes actions dues au vent dans toutes les directions principales.

Le règlement neige et vent du RNV99, en tant que document technique réglementaire (DTR), fournit l'ensemble des procédures et des principes généraux nécessaires à la détermination des actions du vent sur une structure et ses différentes parties.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et de son environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.
- La rigidité de la construction.

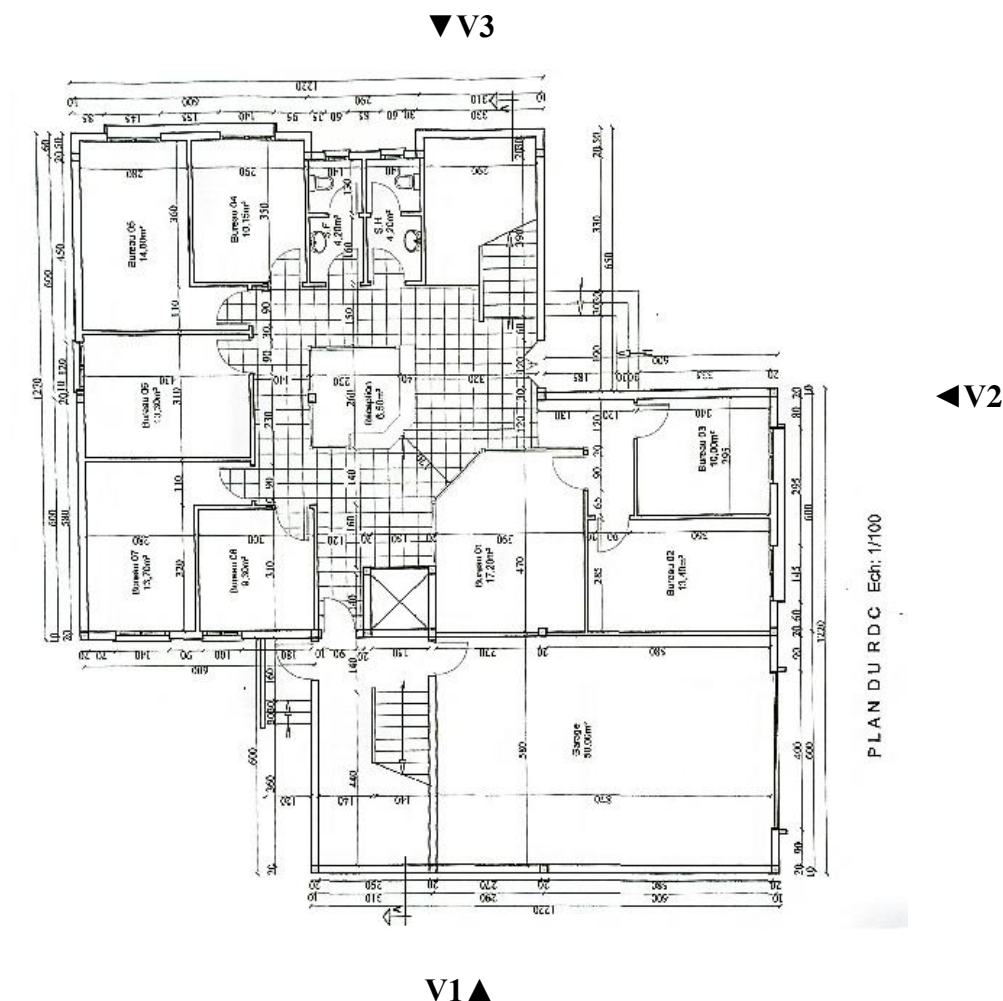
II-2-2. Données relatives au site :

- **Catégorie du terrain : 0**
- **Site plat : CT = 1** (Tableau 2.5. RNV2013)
- **Zone du vent : I** (ANNEXE.1. RNV2013)
- **q_{réf} : 375 N/m²**..... (Tableau 2.3. RNV2013)
- **KT : 0,156**(Tableau 2.4 RNV2013)
- **Z₀ : 0,003**..... (Tableau 2.4. RNV2013)
- **Z_{min} : 1 m**..... (Tableau 2.4. RNV2013)
- **ξ : 0,38**..... (Tableau 2.4. RNV2013)

Selon le règlement **RNV2013**, le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

Les directions sont comme suit :

- **La direction V1 du vent** : perpendiculaire à la façade latérale gauche.
- **La direction V2 du vent** : perpendiculaire à la façade principale.
- **La direction V3 du vent** : perpendiculaire à la façade latérale droite.
- **La direction V4 du vent** : perpendiculaire à la façade arrière.



II-2-3. Calcul de la pression due au vent :

La pression due au vent qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(z_j) \quad [N/m^2] \quad (§1.2.2.1 \text{ RNV99}) [1]$$

C_d : le coefficient dynamique de la construction.

W (en N/m^2) : est la pression nette (appelée aussi pression) exercée sur l'élément de surface.

Calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j .

a. Déterminer le coefficient dynamique C_d :

- **b (en m)** : qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.
- **h (en m)**: qui désigne la hauteur totale de la construction.
D'après le **RNV (Chapitre 3 art 3.2)** :

$$h = 11,88\text{m} < 15\text{m} : \text{donc } C_d = 1$$

Les valeurs de C_d sont résumées dans le tableau suivant :

Direction du vent	h (m)	C_d
V1	11.88	1
V2	11.88	1
V3	11.88	1
V4	11.88	1

Tableau1 : Valeurs de C_d

b. Déterminer $W(z_j)$:

La force exercée par le vent sur un élément de surface est donnée par :

$$W(z_j) = q_{\text{dyn}}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad [\text{N/m}^2] \quad \text{D'après §1.2.2.2 du RNV99}$$

- **q_{dyn}** : pression dynamique du vent calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j .
- **C_{pe}** : coefficient de pression extérieure.
- **C_{pi}** : coefficient de pression intérieure.

c. Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

La pression dynamique du vent agissant sur un élément de surface à la hauteur j est donnée par :

$$q_{\text{dyn}}(z_j) = q_{\text{réf}} \times C_e(z_j) \quad [\text{N/m}^2] \quad \text{D'après §3.2 du RNV99}$$

Avec :

- **$q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$**
- **C_e** : coefficient d'exposition au vent.

d. Détermination du coefficient d'exposition $C_e(Z)$:

Si la structure est **peu sensible aux excitations dynamiques**, alors le coefficient d'exposition est donné par :

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[1 \times \frac{7kt}{C_r(z).C_t(z)} \right] \quad \text{D'après §3.3.2 du RNV99,}$$

Avec :

- **$C_t(Z)$** : coefficient de topographie.
- **$C_r(Z)$** : coefficient de rugosité.

- K_T : facteur de terrain.

e. Détermination du coefficient de rugosité $Cr(Z)$:

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est donné par :

- $Cr(z) = Kt \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$ pour $Z_{\min} \leq Z \leq 200m$
- $Ce(z) = Kt \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)$ pour $Z < Z_{\min}$

D'après §4.2 du RNV99,.

- z_0 : hauteur de rugosité.
- z : hauteur dynamique.
- Z_{\min} : hauteur minimale prise en compte.

Tableau des résultats :

Niveau	H(m)	Z(m)	Cr	Iv(z)	Ct	Ce	$q_{dyn}(N/m^2)$
RDC	3.96	3.96	1,121	0,139	1	2,479	929,625
1 ^{er} étage	3.96	7.92	1,229	0,126	1	2,842	1065,75
2 ^{ème} étage	3.96	11,88	1,292	0,121	1	3,083	1156,125

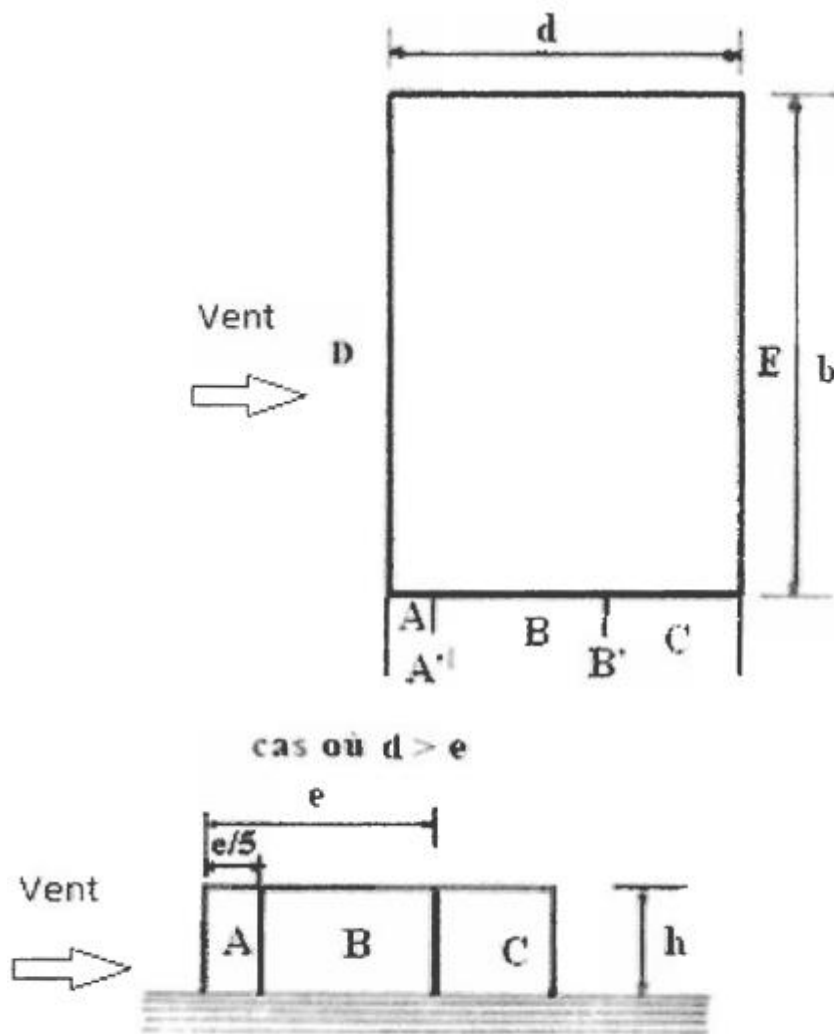
Tableau 2 : Valeurs de q_{dyn}

II-1-4. Calcul des coefficients de pression

II-4-1. Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Le coefficient de pression extérieure est déterminé en fonction des conditions suivantes :

- $C_{pe} = C_{pe,1}$ Si $S \leq 1 m^2$
- $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$ Si $1 m^2 < S < 10 m^2$
- $C_{pe} = C_{pe,10}$ Si $S \geq 10 m^2$



II-4-2. Calcul du coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est donné en fonction de l'indice e de perméabilité

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

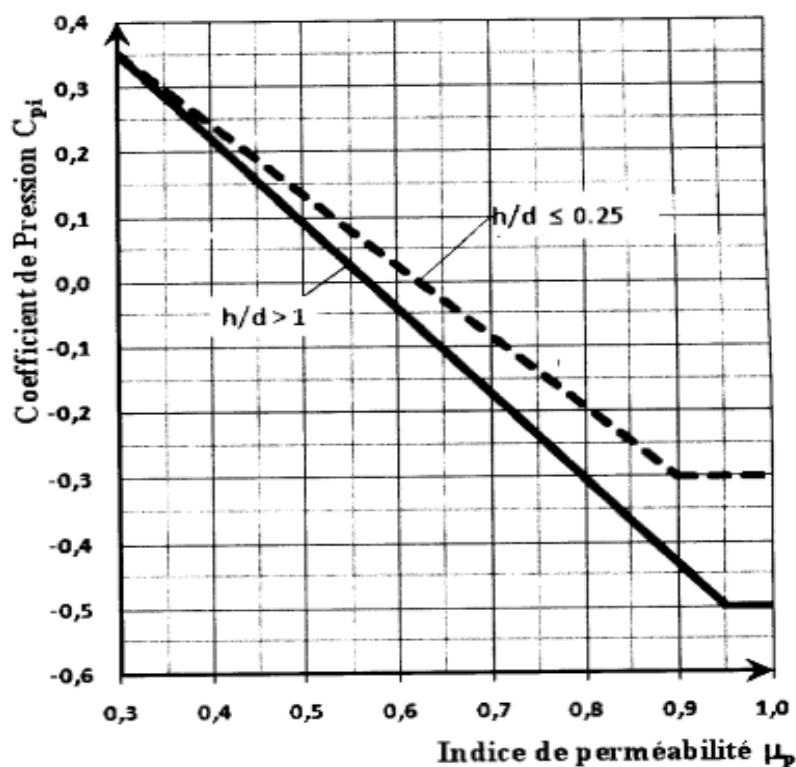


Figure 4: Indice de perméabilité μ_p en fonction de C_{pi}

On calcule selon 4 directions du vent comme suit :

➤ Selon la direction du vent V1 :

1. Parois verticales :

• calcule pour le RDC :

$$b = 18,2 \text{ m}$$

$$d = 18,2 \text{ m}$$

$$h = 3,96 \text{ m}$$

« e » se calcule comme suit : $e = \min [b ; 2h]$

$$e = \min [18,2 ; 7,92] \text{ donc } e = 7,92$$

$d > e$ alors la paroi est divisée selon A ,B,C ,D et E qui sont représenté dans la figure suivante :

A	B	C	D	E
6.372 m ²	25.091 m ²	40.708 m ²	72.072 m ²	72.072 m ²
Cpe.1	Cpe.10	Cpe.10	Cpe.10	Cpe.10
-1,1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

2. Pour les parois :

Les zones représentées sont calculées comme des surfaces :

La suite des calculs de la direction du vent V1 (Parois vertical) sont représentées dans les tableaux suivants :

- Pour le RDC :

$$U_p = 0,41$$

$$\text{Avec le rapport : } \frac{h}{d} = \frac{3,96}{18,2} = 0,22$$

$$\text{On a : } \frac{h}{d} = 0,22 < 0,25 \Rightarrow \text{on projetant sur la courbe 5.14 (Cf. . Chapitre 5)}$$

$$\Rightarrow C_{pi} = 0,21$$

Zone	Z	Aire (m ²)	qp [N/m ²]	Cpe	Cpi	W [N/m ²]
A	3,96	6,272	929,625	-1,1	0,21	-1216,49
B	3,96	25,091	929,625	-0,8	0,21	-937,91
C	3,96	40,708	929,625	-0,5	0,21	-659,32
D	3,96	72,072	929,625	0,8	0,21	547,88
E	3,96	72,072	929,625	-0,3	0,21	-473,59

- pour le 1^{er} étage :

$$U_p = 0,75$$

$$0,25 < \frac{h}{d} = \frac{7,92}{18,2} = 0,44 < 1$$

$$\frac{h}{d} \leq 0,25 \Rightarrow C_{pi}(\text{up}) = -0,14$$

$$\frac{h}{d} > 1 \Rightarrow C_{pi}(\text{up}) = -0,24$$

$$C_{pi}(0,75) = C_{pi}(0,25) + \frac{C_{pi}(1) - C_{pi}(0,25)}{1 - 0,25} \times (0,44 - 0,25)$$

$$C_{pi} = -0,164$$

Zone	Z	Aire (m ²)	qp [N/m ²]	Cpe	Cpi	W [N/m ²]
A	7,92	25,091	1065,75	-1	-0,164	-890,96
B	7,92	100,362	1065,75	-0,8	-0,164	-677,81
C	7,92	18,69	1065,75	-0,5	-0,164	-358,09
D	7,92	144,144	1065,75	0,8	-0,164	1027,38
E	7,92	144,144	1065,75	-0,3	-0,164	-144,94

- pour le 2^{ème} étage :

- calcule pour étage 2:

$$b = 18,20 \text{ m}$$

$$d = 18,20 \text{ m}$$

$$h = 3,96 \text{ m}$$

$$\text{avec : } e = \min [b ; 2h] \quad e = 18,20 \text{ m}$$

$d = e$ Alors la paroi est divisée selon A', B', D et E.

Zone	Z	Aire (m ²)	qp [N/m ²]	Cpe	Cpi	W [N/m ²]
A'	11,88	43,24	1156,125	-1	-0,143	-990,79
B'	11,88	172,972	1156,125	-0,8	-0,143	-759,57
D	11,88	216,216	1156,125	0,8	-0,143	1090,22
E	11,88	216,36	1156,125	-0,3	-0,143	-181,51

b. Selon la direction du vent V2 :

- Exemple de calcule pour le RDC :

$$b = 18,20 \text{ m}$$

$$d = 18,20 \text{ m}$$

$$h = 3,96 \text{ m}$$

$$\text{avec : } e = \min [b ; 2h] \quad e = 7,92 \text{ m}$$

$d > e$ Alors la paroi est divisée selon A, B, C, D et E.

- Pour le RDC :

Zone	Z	Aire (m ²)	qp [N/m ²]	Cpe	Cpi	W [N/m ²]
A	3,96	6,272	929,625	-1,1	0,746	-1716,08
B	3,96	25,091	929,625	-0,8	0,746	-1437,20
C	3,96	40,708	929,625	-0,5	0,746	-1158,31
D	3,96	72,072	929,625	0,8	0,746	50,19
E	3,96	72,072	929,625	-0,3	0,746	-972,38

- pour le 1^{er} étage :

zone	Z	Aire (m ²)	qp [N/m ²]	Cpe	Cpi	W [N/m ²]
A	7,92	25,091	1065,75	-1	-0,089	-970,89
B	7,92	100,362	1065,75	-0,8	-0,089	-757,74
C	7,92	18,69	1065,75	-0,5	-0,089	-438,02
D	7,92	144,144	1065,75	0,8	-0,089	947,45
E	7,92	144,144	1065,75	-0,3	-0,089	-224,87

- pour le 2^{ème} étage :

zone	Z	Aire (m ²)	qp [N/m ²]	Cpe	Cpi	W [N/m ²]
A'	11,88	43,24	1156,125	-1	-0,122	-1018,07
B'	11,88	172,972	1156,125	-0,8	-0,122	-783,85
D	11,88	216,216	1156,125	0,8	-0,122	1065,94
E	11,88	216,36	1156,125	-0,3	-0,122	-205,79

c. Selon la direction du vent V3 :

- Exemple de calcul pour le RDC :

$$b = 18,20 \text{ m}$$

$$d = 18,20 \text{ m}$$

$$h = 3,96 \text{ m}$$

$$\text{avec : } e = \min [b ; 2h] \quad e = 7,92 \text{ m}$$

$d > e$ Alors la paroi est divisée selon A, B, C, D et E.

- Pour le RDC :

zone	Z	Aire (m ²)	qp [N/m ²]	Cpe	Cpi	W [N/m ²]
A	3,96	6,272	929,625	-1,1	-0,27	-771,58
B	3,96	25,091	929,625	-0,8	-0,27	-492,70
C	3,96	40,708	929,625	-0,5	-0,27	-213,81
D	3,96	72,072	929,625	0,8	-0,27	994,69
E	3,96	72,072	929,625	-0,3	-0,27	-27,88

- pour le 1^{er} étage :

zone	Z	Aire (m ²)	qp [N/m ²]	Cpe	Cpi	W [N/m ²]
A	7,92	25,091	1065,75	-1	-0,164	-890,96
B	7,92	100,362	1065,75	-0,8	-0,164	-677,81
C	7,92	18,69	1065,75	-0,5	-0,164	-358,09
D	7,92	144,144	1065,75	0,8	-0,164	1027,38
E	7,92	144,144	1065,75	-0,3	-0,164	-144,94

- pour le 2^{eme} étage :

zone	Z	Aire (m ²)	qp [N/m ²]	Cpe	Cpi	W [N/m ²]
A'	11,88	43,24	1156,125	-1	-0,228	-892,52
B'	11,88	172,972	1156,125	-0,8	-0,228	-661,30
D	11,88	216,216	1156,125	0,8	-0,228	1188,49
E	11,88	216,36	1156,125	-0,3	-0,228	-83,24

d. Selon la direction du vent V4 :

- Exemple de calcul pour le RDC :

$$b = 18,20 \text{ m}$$

$$d = 18,20 \text{ m}$$

$$h = 3,96 \text{ m}$$

$$\text{avec : } e = \min [b ; 2h] \quad e = 7,92 \text{ m}$$

$d > e$ Alors la paroi est divisée selon A, B, C, D et E.

- Pour le RDC :

Zone	Z	Aire (m ²)	qp [N/m ²]	Cpe	Cpi	W [N/m ²]
A	3,96	6,272	929,625	-1,1	-0,28	-762,29
B	3,96	25,091	929,625	-0,8	-0,28	-483,41
C	3,96	40,708	929,625	-0,5	-0,28	-204,51
D	3,96	72,072	929,625	0,8	-0,28	1004
E	3,96	72,072	929,625	-0,3	-0,28	-18,59

- pour le 1^{er} étage :

Zone	Z	Aire (m ²)	qp [N/m ²]	Cpe	Cpi	W [N/m ²]
A	7,92	25,091	1065,75	-1	-0,261	-835,54
B	7,92	100,362	1065,75	-0,8	-0,261	-622,67
C	7,92	18,69	1065,75	-0,5	-0,261	-302,67
D	7,92	144,144	1065,75	0,8	-0,261	1082,8
E	7,92	144,144	1065,75	-0,3	-0,261	-89,52

- pour le 2^{ème} étage :

Zone	Z	Aire (m ²)	qp [N/m ²]	Cpe	Cpi	W [N/m ²]
A'	11,88	43,24	1156,125	-1	-0,304	-804,66
B'	11,88	172,972	1156,125	-0,8	-0,304	-573,43
D	11,88	216,216	1156,125	0,8	-0,304	1276,36
E	11,88	216,36	1156,125	-0,3	-0,304	-4,62

• Toiture :

La direction du vent V1 :

$$e = \min [b ; 2h] = 18,2 \text{ m}$$

$$b = 18,20 \text{ m}$$

$$d = 18,20 \text{ m}$$

$$\frac{hp}{h} = \frac{0,7}{11,88} = 0,05, \quad up = 0,73 \rightarrow cpi = -0,028$$

Zone	Z	Aire (m ²)	qp [N/m ²]	Cpe	Cpi	W [N/m ²]
F	11,88	8,281	1156,125	-2	-0,028	-2279,87
G	11,88	16,56	1156,125	-0,9	-0,028	-1008,14
H	11,88	132,5	1156,125	-0,7	-0,028	-776,91
I	11,88	165,62	1156,125	0,2	-0,028	-198,85
				-0,2		263,59

La direction du vent V2 :

$$up = 0,73 \rightarrow cpi = -0,183$$

Zone	Z	Aire (m ²)	qp [N/m ²]	Cpe	Cpi	W [N/m ²]
F	11,88	8,281	1156,125	-2	-0,183	-2100,67
G	11,88	16,56	1156,125	-0,9	-0,183	-828,94
H	11,88	132,5	1156,125	-0,7	-0,183	-597,71
I	11,88	165,62	1156,125	0,2 -0,2	-0,183	-19,65 442,79

La direction du vent V3 :

$$up = 0,8 \rightarrow cpi = -0,25$$

Zone	Z	Aire (m ²)	qp [N/m ²]	Cpe	Cpi	W [N/m ²]
F	11,88	8,281	1156,125	-2	-0,25	-2013,96
G	11,88	16,56	1156,125	-0,9	-0,25	-742,23
H	11,88	132,5	1156,125	-0,7	-0,25	-511,00
I	11,88	165,62	1156,125	0,2 -0,2	-0,25	-67,05 529,51

La direction du vent V4 :

$$up = 0,85 \rightarrow cpi = -0,314$$

Zone	Z	Aire (m ²)	qp [N/m ²]	Cpe	Cpi	W [N/m ²]
F	11,88	8,281	1156,125	-2	-0,314	-1949,22
G	11,88	16,56	1156,125	-0,9	-0,314	-677,48
H	11,88	132,5	1156,125	-0,7	-0,314	-446,26
I	11,88	165,62	1156,125	0,2 -0,2	-0,314	-131,9 594,24

II-2- Effet de la neige :**II-2-1- Introduction :**

L'accumulation de la neige sur la toiture du bloc administratif produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV99 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres. Notre projet se trouve à une altitude de 0 m.

II-2-2- Calcul des charges de la neige :

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

S_k (en kN/m^2) : est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

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

- La construction étudiée est située à BEJAIA, qui correspond à la zone A selon la classification de RNV99.

- La valeur de S_k en kN/m^2 est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H en m du site considéré :

$$S_k = \frac{0,07H+15}{100}$$

$$\text{Avec } H = 0\text{m}$$

$$\rightarrow S_k = 0,15 \text{ kN/m}^2$$

On a:

$$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \rightarrow \mu = 0,8 \quad (\text{Tableau 6.1. RNV99})$$

$$S = \mu \times S_k$$

$$S = 0,8 \times 0,15$$

$$S = 0,12 \text{ kN/m}^2 \quad S = 12 \text{ daN/m}^2$$

Chapitre 3 :

Planchers Collaborant

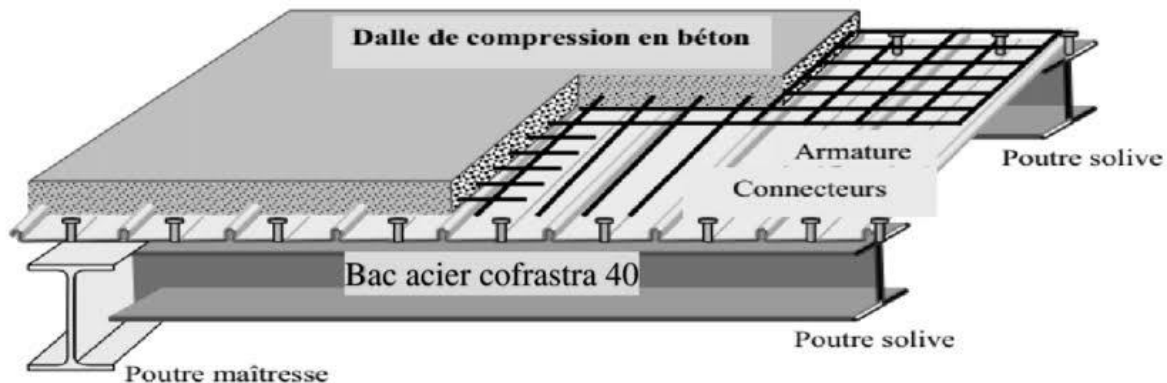
III.1. Pré dimensionnement et calcul des planchers collaborant :

III.1.1. Etude du plancher mixte :

Introduction :

Dans le monde de la construction, l'association de l'acier et du béton est la combinaison la plus fréquemment utilisée. Bien que de nature différente, ces deux matériaux peuvent être complémentaires :

- Le béton résiste en compression et l'acier en traction.
- Le béton peut empêcher le voilement.
- Le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion et une isolation thermique aux températures élevées (augmentation de la résistance au feu).
- Sous réserve d'une disposition appropriée, l'acier permet de rendre la structure ductile.



Les composants du plancher mixte

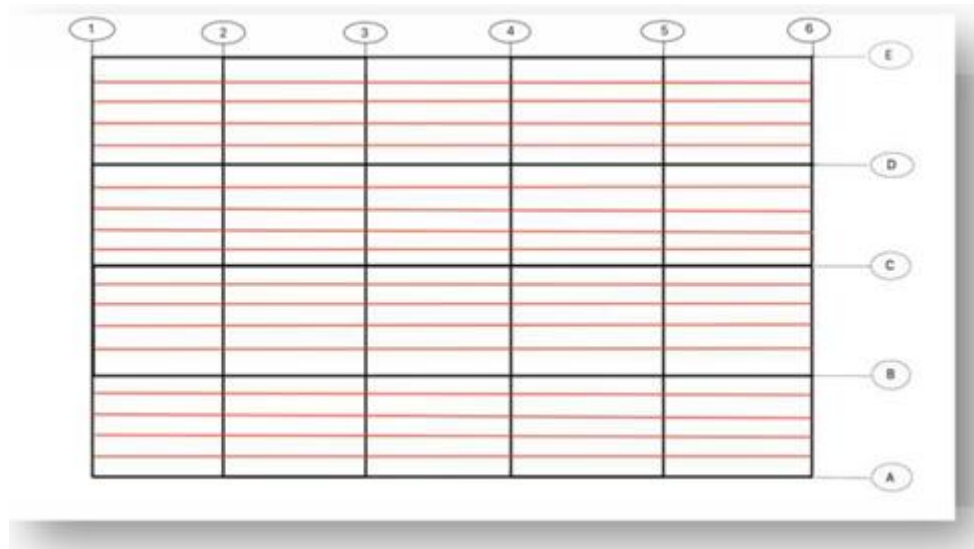
• Etude du plancher collaborant :

Dans notre cas les dimensions les plus défavorables pour le dimensionnement des éléments du plancher sont montré sur la figure.... Ci-après :

- Entraxe entre les solives est de : $e = 1m$
- La longueur des solives est de : $L = 6m$

• Caractéristique des éléments constructifs

- Dalle en béton armé d'épaisseur : $t = 10\text{ cm}$ avec une tôle de 4 cm
- Coefficient d'équivalence (Acier/Béton) : $n = 210000 / 30500 = 6,88$
- Coefficient de retrait du béton : $\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$
- La limite élastique de traction de l'acier : $f_y = 235\text{MPa}$
- La contrainte admissible du béton : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

*Disposition des solives***Méthode de calcul**

Le calcul du plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction.
- Phase finale.

III.1.2.1. Vérification des solives en phase de construction :

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à la flexion simple leur écartement

(La distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminée par l'équation suivante :

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

Leur écartement varie de 0.70 m à 1.50 m, suivant la nature du support de plancher, et la destination des locaux (bureaux ou habitation). On prend une distance de $L=1$

Le profilé d'acier travail seul et les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre de la tôle (HI BOND55) : $G_{tôle} = 0,10 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre du béton frais : $G_{béton} = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation (ouvrier) : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

➤ Les combinaisons de charge :

Dans notre cas on a un entraxe des solives : $e = 1\text{m}$

ELU

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times e_{solive} = [1,35(0,1 + 2,5) + 1,5 \times 1] \times 1 = 5,01 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$q_s = (G + Q) \times e_{solive} = [(0,1 + 2,5) + 1] \times 1 = 3,6 \text{ KN/m}$$

➤ Condition de la flèche :

On adopte un étalement à mi travée, donc $l = 6/2 = 3\text{m}$

$$f_{cal} \leq f_{adm} \rightarrow \frac{2,05 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$\rightarrow \rightarrow I_y \geq \frac{512,5 \times q_s \times l^3}{384 \times E} = \frac{512,5 \times 3,6 \times 10^{-2} \times 300^3}{384 \times 21000} = 68,17 \text{ cm}^4$$

On a $I_y > 68,17 \text{ cm}^4$ soit un IPE 80 avec $I_y = 80,1 \text{ cm}^4$

On estime un profilé IPE 80 dont le poids propre est de : $G_p = 0,06 \text{ KN/m}$

➤ **Vérification de la condition de résistance :**

On a des profilées en I \rightarrow section de **classe 1**.

En prenant compte du poids du profilé :

$$q_u = 5,01 + 0,06 \times 1,35 = 5,091 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 3,6 + 0,06 = 3,66 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier que : $M_{sd} < M_{rd}$ avec : $M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,091 \times 3^2}{8} = 5,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_0} = \frac{235 \times 10^3 \times 23,2 \times 10^{-6}}{1,1} = 4,95 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 5,72 \text{ KN.m} > M_{rd} = 4,95 \text{ KN.m} \rightarrow$ **La condition de résistance n'est pas vérifiée.**

Donc on augmente la section soit IPE 100

$$M_{rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_0} = \frac{235 \times 10^3 \times 39,4 \times 10^{-6}}{1,1} = 8,41 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 5,72 \text{ KN.m} < M_{rd} = 8,41 \text{ KN.m} \rightarrow$ **La condition de résistance est vérifiée.**

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{5,01 \times 3}{2} = 7,51 \text{ KN}$$

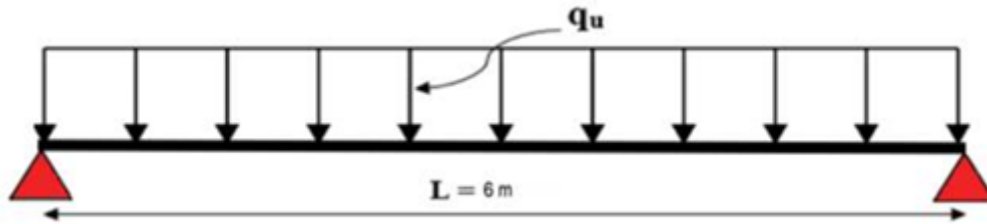
$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m_0}} = \frac{5,08 \times 10^2 \times \left(235 \times \frac{10^{-3}}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 62,65 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 7,51 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 62,65 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée.

$$V_{sd} = 7,51 \text{ KN} < 0,5 \times V_{pl,rd} = 31,32 \text{ KN}$$

\rightarrow Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc le moment résistant ne sera pas réduit. Enfin, toutes les conditions sont vérifiées sans l'utilisation de soutien avec des étais

III.1.2.2. Vérification des solives en phase finale :



Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaille ensemble, on doit tenir compte des chargements suivants :

- Poids propre du profilé IPE120 : $G_{profilé}=0,081 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de la tôle (HI BOND55) : $G_{tôle}=0,10 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre du béton sec : $G_{béton}=2,5 \text{ KN/m}^2$
- Poids du revêtement, carrelage, et accessoires : $G_{rev}=1,5 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$

➤ **Les combinaisons de charge :**

ELU

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times e_{solive} = 1,35 \times 0,081 [1,35(4,1) + 1,5 \times 2,5] \times 1$$

$$q_u = 9,39 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$q_s = (G + Q) \times e_{solive} = [(0,081 + 4,1) + 2,5] \times 1$$

$$q_s = 6,68 \text{ KN/ml}$$

➤ **Vérification de la résistance à l'ELU :**

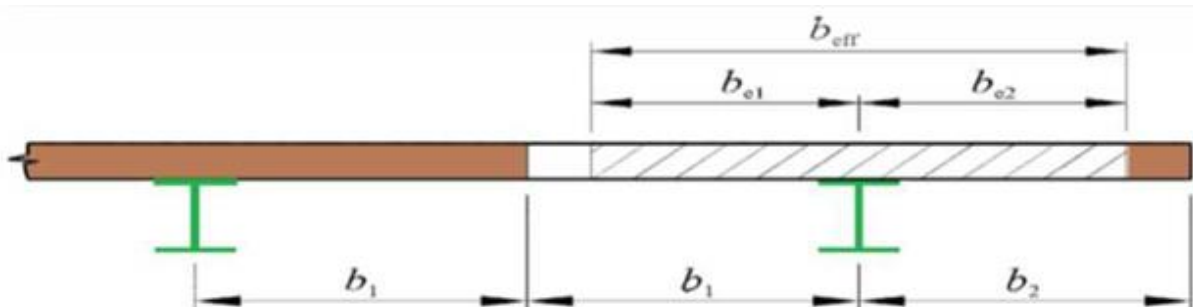
$$q_u = 9,39 \text{ KN/ml}$$

On vérifiera la condition suivante : $m_{sd} < M_{plrd}^+$, avec :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9,39 \times 6^2}{8} = 42,25 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de la position de l'axe neutre plastique (ANP) :**

- **Calcul de la largeur participante de la dalle :**



- **La largeur participante**

$$b_{\text{eff}}^+ = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{e1} = \min [10/8, b/2] = \min [6/8, 1/2] = 0,5 \text{ m}$$

$$b_{e2} = b_{e1} = 0,5 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}}^+ = 0,5 + 0,5 = 1 \text{ m}$$

l₀: Largeur de la solive.

b: l'entraxe des solives.

- **Calcul des résistances plastiques du profilé en traction F_a et de la dalle de compression F_c :**

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{10,3}{1,1} \times 23,5 = 242,05 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{\text{eff}}^+ \times h_c \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 100 \times 10 \times \frac{0,85 \times 2,5}{1,5} = 1416,67 \text{ KN}$$

$$F_a = 242,05 \text{ KN} < F_c = 1416,67 \text{ KN} \rightarrow L' \text{ ANP se situe dans la dalle de compression.}$$

- **Calcul de la distance entre l'ANP et la face supérieure de la dalle de compression Z :**

$$Z = \frac{F_a}{b_{\text{eff}}^+ \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{242,05}{100 \times \frac{0,85 \times 2,5}{1,5}} = 1,7 \text{ cm} < 10 \text{ cm} \rightarrow L' \text{ ANP passe par la dalle de compression.}$$

- **Calcul du moment plastique résistant M_{plrd}^+**

$$M_{\text{plrd}}^+ = F_a \times \left(\frac{ha}{2} + hp + hc - \frac{Z}{2} \right) = 242,05 \times \left(\frac{10}{2} + 4 + 10 - \frac{1,7}{2} \right) = 43,93 \text{ KN.m}$$

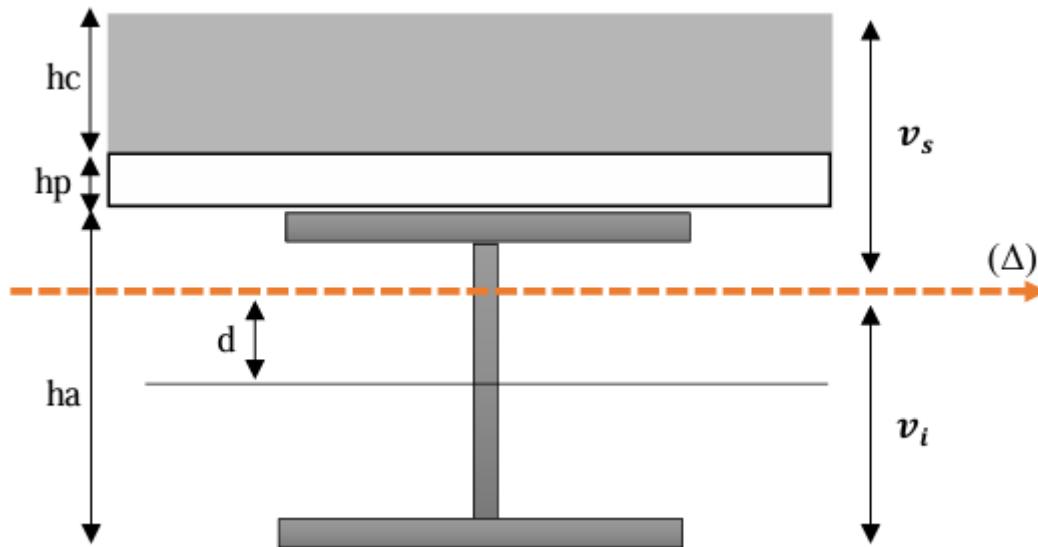
$$D'ou: M_{sd} = 42,25 \text{ KN.m} < M_{\text{plrd}}^+ = 43,93 \text{ KN.m} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche a l'ELS :**

$$q_s = 6,68 \text{ KN/ml}$$

$$f_{cal} = \frac{2,05 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_m} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

- **Calcul du moment d'inertie de la section mixte par rapporte à l'ANP (I_m) :**



Position de l'axe neutre (Δ)

V_i : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapporte à l'axe neutre (Δ).

V_s : Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapporte à l'axe neutre (Δ).

$$I_m = I_a + A_a \times d^2 + \frac{b^{+eff} \times (hc+hp)^3}{12 \eta} + \frac{b^{+eff} \times (hc+hp)}{\eta} \times f^2 \quad \text{Eurocode 4 (EN 1994-1-1)}$$

$$\eta = 2n = 2 \times 6,88 = 13,76$$

$$S = A_a + \frac{b^{+eff} \times (hc+hp)}{\eta} = 10,3 + \frac{100 \times (10+4)}{13,76} = 112,04 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Surface de la section mixte.}$$

$$d = \frac{b^{+eff} \times (hc+hp)}{\eta} + \frac{b^{+eff} \times (hc+hp) + ha}{2 \times S}$$

$$= \frac{150 \times (10+4)}{13,76} + \frac{150 \times (10+4) + 18}{2 \times 112,04}$$

$$d = 10,8 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{ha}{2} + (hc + hp) - d = \frac{10}{2} + (10 + 4) - 10,8 = 8,2 \text{ cm}$$

$$v_i = \frac{ha}{2} + d = \frac{10}{2} + 10,8 = 15,8 \text{ cm}$$

$$f = \frac{(hc+hp)+ha}{2} - d = \frac{(10+4)+10}{2} - 10,8 = 1,2 \text{ cm}$$

$$I_m = 171 + 10,3 \times 10,8^2 + \frac{100 \times (10+4)^3}{12 \times 13,76} + \frac{100 \times (10+4)}{13,76} \times 1,2^2 = 3180,72 \text{ cm}^4$$

$$D'où: f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_m} = f_{cal} = \frac{2,05 \times 6,68 \times 6^4 \times 10^2}{384 \times 2,1 \times 3180,72} = 0,7 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

→ La flèche est vérifiée.

• Vérification au cisaillement :

$$q_u = 9,39 \text{ KN/ml}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{9,39 \times 6}{2} = 28,17 \text{ KN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m_0}} = \frac{5,08 \times 10^2 \times (235 \times \frac{10^{-3}}{\sqrt{3}})}{1,1} = 62,65 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 28,17 \text{ KN} < 0,5 \times V_{pl.rd} = 31,32 \text{ KN} \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

III.1.3. Calcul des contraintes :

Contraintes due au moment fléchissant :

a. Contrainte dans la poutre en acier δ_a :

- **Contrainte de traction de la fibre inférieure :**

$$\delta_{ai} = \frac{-M_{sd}}{I_m} \times v_i = \frac{-42,25}{3180,72} \times 15,8 \times 10^3 = -209,87 \text{ MPa}$$

- **Compression de la fibre supérieure :**

$$\delta_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times |v_s - (h_c + h_p)| = \frac{42,25}{3180,72} \times |8,2 - (10 + 4)| \times 10^3 = 75,4 \text{ MPa}$$

b. Contrainte dans la dalle de compression δ_b :

- **Compression dans la fibre inférieure :**

$$\delta_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times |v_s - (h_c + h_p)| = \frac{42,25}{13,76 \times 3180,72} \times |8,2 - (10 + 4)| \times 10^3 = 5,6 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times v_s = \frac{42,25}{13,76 \times 3180,72} \times 8,2 \times 10^3 = 7,91 \text{ MPa}$$

• **Contraintes due au retrait :**

Après le coulage de la dalle, son durcissement s'accompagne d'un retrait (raccourcissement) qui peut s'accumuler avec l'effet d'un abaissement de température. Ces contraintes doivent être prises en considération.

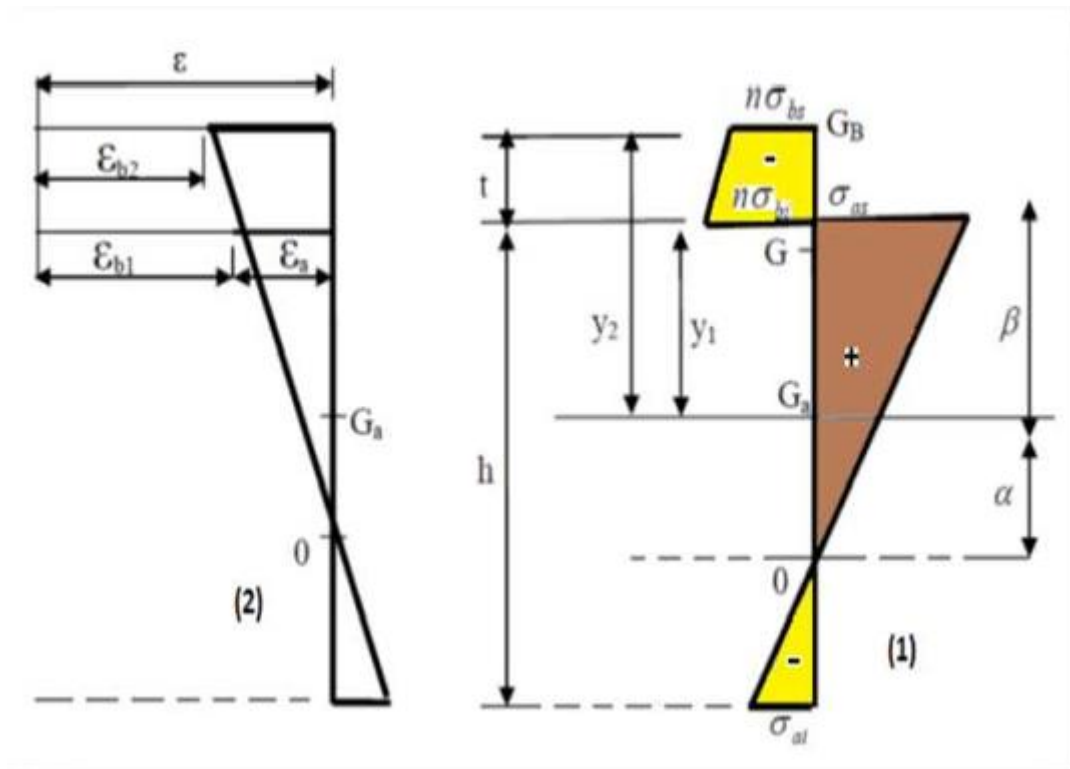


Diagramme des contraintes dues au retrait

- Calcul de β (distance entre le CDG de l'acier et le CDG du béton) :

$$\beta = \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2} = \frac{(10 + 4) + 10}{2} = 12 \text{ cm}$$

- Calcul de α (distance entre CDG de l'acier et l'AN de la section homogène) :

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \times \beta} = \frac{171}{10,3 \times 12} = 1,38 \text{ cm}$$

$$B = b_{\text{eff}}^+ \times (h_c + h_p) = 100 \times (10 + 4) = 1400 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{B \times E_a \times \epsilon \times \beta \times A_a}{(\eta \times I_y \times A_a) + (B \times I_y) + (B \times A_a \times \beta^2)}$$

$$K = \frac{1400 \times 2,1 \times 10^{-4} \times 2 \times 10^{-4} \times 12 \times 10,3}{(13,76 \times 171 \times 10,3) + (1400 \times 171) + (1400 \times 10,3 \times 12^2)} = 0,310 \text{ KN / cm}^3$$

- Calcul de Y_1 (distance entre l'interface et l'AN de la section homogène) :

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{10}{2} + 1,38 = 6,38 \text{ cm}$$

- Calcul de Y_2 (distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène) :

$$Y_2 = y_1 + h_c + h_p = 6,38 + 10 + 4 = 20,38 \text{ cm}$$

Alors, les valeurs des contraintes sont :

$$\delta_{as} = K \times Y_1 = 0,310 \times 6,38 \times 10 = 19,77 \text{ MPa}$$

$$\delta_{ai} = K \times (h_a - Y_1) = 0,310 \times (10 - 6,38) \times 10 = 11,22 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bi} = \frac{-(Ea \times \epsilon - K \times Y_1)}{\eta} = \frac{-(2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} - 0,310 \times 6,38 \times 10)}{13,76} = -1,61 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bs} = \frac{(Ea \times \epsilon - K \times Y_2)}{\eta} = \frac{(2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} - 0,310 \times 20,38 \times 10)}{13,76} = -1,53 \text{ MPa}$$

Donc les contraintes finales sont :

$$\delta_{as} = 19,77 + 75,4 = 95,17 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\delta_{ai} = -209,87 + 11,22 = -198,65 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

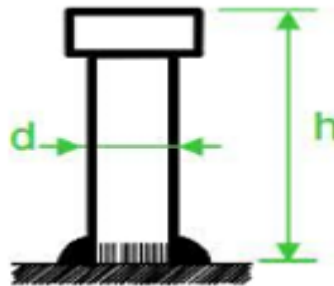
$$\delta_{bi} = 5,6 - 1,61 = 3,99 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\delta_{bs} = -1,53 + 7,91 = 6,38 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.1.4. Calcul des goujons connecteurs :

Ce sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de la solive. Ils ont pour rôle d'assurer la liaison et l'adhérence entre la dalle du béton et la solive.

On choisit des connecteurs de diamètre $\varnothing 18$.



Caractéristique de connecteur

On choisit des boulons de type **M18** de classe **4.6**

d (mm)	d ₀ (mm)	A (mm ²)	A _s (mm ²)	Ø _{rondelle} (mm)	Ø _{clé} (mm)	d _m (mm)	f _{ub} (Mpa)	f _{yb} (Mpa)
18	20	254	192	34	51	29.1	400	240

Caractéristique du connecteur M18 de classe 4.6

$$\frac{h}{d} > 4 \rightarrow 4 \times d = 4 \times 18 = 72 \text{ mm}$$

On adopte : $h = 80 \text{ mm}$

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$Prd = \min (Prd_1 ; Prd_2)$$

$$Prd_1 = 0,8 \frac{fu}{\gamma_v} \times \frac{\pi \times d^2}{4}$$

$$Prd_2 = \frac{0,29 \times \alpha \times d^2}{\gamma_v} \times \sqrt{F_{ck} \times E_{cm}}$$

Avec :

- d : diamètre du goujon.
- F_u : résistance du goujon en traction, égale à 400MPa
- F_{ck} : la résistance caractéristique du béton, égale à 25MPa
- E_{cm} : la valeur moyenne du module sécant du béton, égale à 30500MPa
- γ_v : Coefficient de sécurité pris égale à 1,25.
- α : Facteur de correction.

$$\frac{h}{d} > 4 \rightarrow \frac{80}{18} = 4,44 > 4 \text{ d'ou : } \alpha = 1$$

on aura :

$$Prd_1 = 0,8 \frac{400}{1,25} \times \frac{3,14 \times 18^2}{4} \times 10^{-3} = 65,11 \text{ KN}$$

$$Prd_2 = \frac{0,29 \times 1 \times 18^2}{1,25} \times \sqrt{25 \times 30500} = 56,63 \text{ KN}$$

Alors :

$$Prd = 56.63 \text{ KN}$$

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

$$\rightarrow Prd = 1 \times Prd' = 56.63 \text{ KN}$$

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

• **Effort de cisaillement :**

$$\begin{aligned} V_{lf} &= \min \left(\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} ; 0,85 b_{eff} \times h_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_c} \right) \\ &= \min \left(\frac{10,3 \times 235 \times 10^{-1}}{1,1} ; 0,85 \times 1 \times 10 \times \frac{25}{1,5} \right) \\ &= \min (220,05 \text{ KN} ; 1416,6 \text{ KN}) \end{aligned}$$

$$V_{lf} = 220,05 \text{ KN}$$

• **Nombre de goujons :**

$$N_f = \frac{V_{lf}}{Prd} = \frac{220,05}{56.63} = 3.88 \rightarrow \text{on prend } N_f = 4 \text{ goujons sur } L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{6}{2} = 3 \text{ m}$$

Soit $N_t = 8$ goujons sur une longueur $L_t = 6 \text{ m}$

• **Espacement :**

$$e = \frac{L_t}{N_t} = \frac{6}{8} = 75 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des soudures :**- **la gorge a :**

$$a = \min (d ; t_f (\text{IPE100})) = \min (18 ; 5,7) = 5,7 \text{ mm}$$

- **Longueur du cordon de soudure circulaire l :**

$$l = \pi \times d = 3,14 \times 18 = 56,52 \text{ mm}$$

- **Calcul des efforts :****Effort résistant au cisaillement F_{wrd} :**

$$f_u = 400 \text{ MPa}$$

acier S235

$$\gamma_{\text{mw}} = 1,25$$

$$\beta_w = 0,8$$

$$F_{\text{wrd}} = a \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{\text{mw}} \times \sqrt{3}} = 5,7 \times 56,52 \times \frac{400 \times 10^{-3}}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} = 74,40 \text{ KN}$$

Effort sollicitant F_{sd} :

$$F_{\text{sd}} = \frac{V l f}{N f} = \frac{220,05}{4} = 55,01 \text{ KN}$$

➤ **Vérification :**

$$F_{\text{sd}} = 55,01 \text{ KN} < F_{\text{wrd}} = 74,40 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les éléments du sommier doivent être dimensionnés à partir de trois conditions :

- Vérification de la condition de flèche.
- Vérification de la condition de résistance.
- Vérification au cisaillement.

La vérification au déversement n'est pas nécessaire car on utilise les planchers collaborant qui empêchent le déversement.

III.2. Prédimensionnement des poutres :**III.2.1. Prédimensionnements des Poutre principale :**

Le prédimensionnement des poutres principales se fera en fonction de leur longueur.

- On a une poutre de porteur : $L = 6 \text{ m}$
- Entre axe des poutres maitresse : $e_{\text{sommier}} = 6 \text{ m}$
- Poids propre de la solive : $G : 0,405 \text{ kN/ml}$
- Nombre de solive sur le sommier : $N = 5 \text{ solives (IPE100)}$.

a) **Evaluation des charges :**

- **Charges sur des poutres:**

Les charges	Les charges linéaires
Charges permanentes : - Poids propre de plancher - Poids propre de solive (IPE 100)	$G_p = 4.96 \text{ KN/m}^2$ $G_{\text{solive}} = 0,081 \times 6 = 0,486 \text{ KN/ml}$
Charges d'exploitations : - Charge d'exploitation	$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

➤ **Condition de flèche :**

Combinaison de charge ELS :

$$q_s = (G_p + Q) \times e_{\text{sommier}} + N \times \frac{p_{\text{solive}}}{e_{\text{solive}}} = (4.96 + 2.5) \times 6 + 5 \times \frac{0.486}{1} = 47.19 \text{ KN/ml}$$

Donc : $Q_s = 47.19 \text{ KN/ml}$

On adopte un étaielement à mi travée, donc $l = 6/2 = 3\text{m}$

$$f = \frac{2.05 \times Q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{250} \Rightarrow I_y = \frac{512.5 \times Q_s \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y = \frac{512.5 \times 47.19 \times 10^{-2} \times 300^3}{384 \times 21000} = 809.76 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 809.76 \text{ cm}^4 \times 10^4 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{IPE 160} \rightarrow I_y = 869.3 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

On choisit un IPE 160 :

	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
Profilé	G Kg/m	A Cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	r mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl.y} cm	W _{pl.z} cm ⁴	i _y cm	i _z cm
IPE160	15.8	20.1	160	82	7.4	5	9	869.3	68.2	123.9	26.1	6.58	1.84

➤ **Condition de la résistance :**

Combinaison de charge à L'ELU :

$$Q_u = 1.35 (G_p \times L + G_{\text{profilé}}) + 1.5 \times Q \times e_{\text{sommier}}$$

$$Q_u = 1.35 (4.96 \times 3 + 0.158) + 1.5 \times 2.5 \times 6 = 42.8 \text{ KN/ml}$$

Donc : $Q_u = 42.8 \text{ KN/ml}$

La condition de résistance est la suivante : $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$.

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{42.8 \times 3^2}{8} = 48.15 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,R} = \frac{f_y \times w_{pl,y}}{\gamma_m} = \frac{235 \times 10^3 \times 123.9 \times 10^{-6}}{1.1} = 26.46 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} > M_{pl,Rd} \text{ condition non vérifié}$$

	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
Profilé	G Kg/m	A Cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	r mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	Wpl.y cm	Wpl.z cm ⁴	i _y cm	i _z cm
IPE220	26.2	33.4	220	110	9.2	5.9	12	2771.8	204.81	285.4	58.1	9.11	2.48

$$M_{pl,R} = \frac{f_y \times w_{pl,y}}{\gamma_m} = \frac{235 \times 10^3 \times 285.4 \times 10^{-6}}{1,1} = 60.97 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} < M_{pl, Rd} \quad \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la condition de cisaillement :

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

$$V_{pl,rd} = 1590 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1,1} = 588.34 \text{ kN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :

$$V_{sd} = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{42.8 \times 3}{2} = 64.2 \text{ KN}$$

$$V_{sd \max} = 64.2 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 294.17 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La condition de résistance est vérifiée Toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte IPE220 pour les poutres principales.

III.2.2. Prédimensionnements des poutres secondaires (sablère)

Les charges	Les charges linéaires
Charges permanentes : - Poids propre de plancher	$G_p = 4.96 \text{ KN/m}^2$
Charges d'exploitations : - Charge d'exploitation	$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

➤ **Condition de flèche :**
Combinaison de charge ELS :

$$Q_s = (G + Q) \times e_{solive} = (4.96 + 2.5) \times 1 = 7.46 \text{ KN/m}$$

Donc : $Q_s = 7.46 \text{ KN/m}$

$$f = \frac{2.05 \times Q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} \quad \Rightarrow I_y = \frac{512.5 \times Q_s \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y = \frac{512.5 \times 7.46 \times 10^{-2} \times 300^3}{384 \times 21000} = 128.01 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 128.01 \text{ cm}^4 \times 10^4 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{IPE 100} \rightarrow I_y = 171 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

On choisit un **IPE 100** :

	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
Profilé	G Kg/m	A Cm ²	h mm	b mm	t _f mm	tw mm	r mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	Wpl.y cm	Wpl.z cm ⁴	i _y cm	i _z cm
IPE100	8.1	10.3	100	55	5.7	4.1	7	171	15.91	39.2	9.1	4.07	1.24

➤ **Condition de la résistance :**
Combinaison de charge à L'ELU :

$$Q_u = 1.35(4.96) + 1.5(2.5) = 10.44 \text{ KN/m}$$

Donc : $Q_u = 10.44 \text{ KN/m}$.

La condition de résistance est la suivante : $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$.

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{10.44 \times 3^2}{8} = 11.74 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,R} = \frac{f_y \times w_{pl,y}}{\gamma_m} = \frac{235 \times 10^3 \times 39.4 \times 10^{-6}}{1.1} = 8.41 \text{ kN}$$

$\Rightarrow M_{sd} > M_{pl,Rd}$ **condition non vérifiée**

	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
Profilé	G Kg/m	A Cm ²	h mm	b mm	t _f mm	tw mm	r mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	Wpl.y cm	Wpl.z cm ⁴	i _y cm	i _z cm
IPE120	10.4	13.2	120	64	6.3	4.4	7	317.8	27.66	60.7	13.6	4.9	1.45

$$M_{pl,R} = \frac{f_y \times w_{pl,y}}{\gamma_m} = \frac{235 \times 10^3 \times 60.7 \times 10^{-6}}{1.1} = 12.96 \text{ kN.m}$$

$\Rightarrow M_{sd} < M_{pl,Rd}$ **condition vérifiée**

• **Vérification de la condition de cisaillement :**

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} = A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_m}$$

$$V_{pl,Rd} = 630 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1.1} = 233.11 \text{ kN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :

$$V_{sd} = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{10.44 \times 3}{2} = 15.66 \text{ KN}$$

$V_{sd\ max} = 15.66\ \text{KN} < 0,5\ V_{pl.\ rd} = 116.55\ \text{KN}$ **Condition vérifiée.**

⇒ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc il n'est pas nécessaire de réduire les résistances à la flexion. Donc on adopte un **IPE120**.

Chapitre 4 :

Éléments secondaires

IV.1. Acrotère :

IV.1.1. Définition :

L'acrotère est placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute. Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse, soumis à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante qui crée un moment de renversement.

a. Dimensions

Hauteur $h = 70\text{cm}$

Epaisseur $e_p = 10\text{cm}$

Le calcul se fera sur une bande de **1m** linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes

Evaluation de charge et surcharge

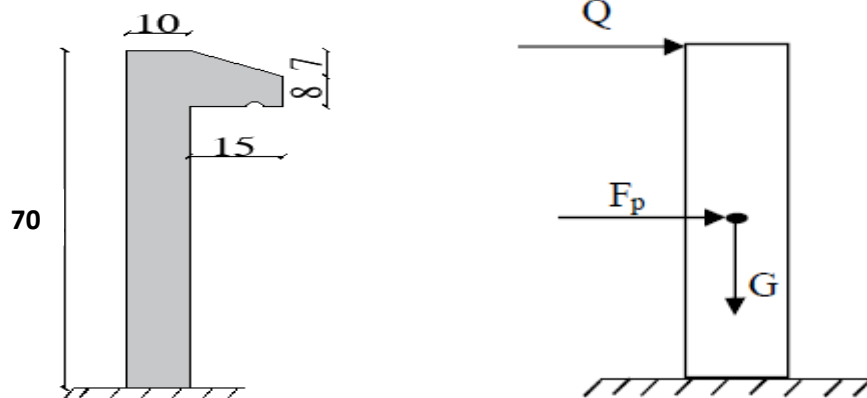


Figure 1 : Schéma statique de l'acrotère

- Le poids propre : il est déjà calculé dans le 2^{ème} chapitre (Tableau II.2) page 13
- $G_0 = 2.004 \text{ kN}$

La force sismique F_p :

D'après le **RPA93/version 2003 Art 6.2.3** la force sismique pour les éléments non structuraux doit être calculée en basant sur la formule suivante :

$$F_p = (4 * A * C_p) G_0$$

$$* W_p \text{ Avec } \begin{cases} A: \text{coefficient d'accélération} = 0,15 \text{ (Zone IIa)} \\ C_p: \text{Facteur de force horizontale} = 0,8 \text{ (éléments en console)} \\ W_p = G_0 = 2,004 \text{ KN} \end{cases}$$

D'où $F_p = 0,96 \text{ KN}$

- La charge d'entretien Q

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

1 Calcul des Sollicitations

$$\Rightarrow \text{Calcul de centre de gravité : } \begin{cases} X_C = \sum S_i * X_i / \sum S_i \\ Y_C = \sum S_i * Y_i / \sum S_i \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_C = 6.63 \text{ cm} \\ Y_C = 38.7 \text{ cm} \end{cases}$$

Le calcul des sollicitations est résumé dans le tableau suivant :

Sollicitations	1,35G+1,5Q	G + Q \mp E	0,8G \mp E	G + Q
L'effort Normal N (KN)	1,35G ₀ = 2.7	G ₀ = 2.004	0,8G ₀ = 1.6	G ₀ = 3.004
Le moment M (KN.m)	1,5Qh= 1,05	Q h + F _p * Y _c = 1.06	F _p * Y _c = 0,36	Qh= 0,7
L'effort Tranchant V (KN)	Q=1	Q+F _p = 1.96	F _p = 0.96	/

Tableau III. 1 Les Sollicitation dans l'acrotère

2 Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnée par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N^{max} \rightarrow M_{corr} \cdots A_1 \\ M^{max} \rightarrow N_{corr} \cdots A_2 \\ N^{min} \rightarrow M_{corr} \cdots A_3 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N^{max} = 3.004 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 0.7 \text{ KN.m} \\ M^{max} = 1.06 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corr} = 2.004 \text{ KN} \\ N^{min} = 1.6 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 0.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

D'après l'analyse le cas le plus défavorable c'est le deuxième cas ou $M^{max} \rightarrow N_{corr}$ ou l'excentricité a la plus grande valeur donc on va calculer le ferrailage avec (**M = 1,06 KN.m** **N=2.004 KN**)

• Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1,06}{2.004} \Rightarrow e_0 = 0,52 \text{ m}$$

$$e'_0 = \frac{h}{6} = \frac{0,7}{6} \Rightarrow e'_0 = 0,11 \text{ m}$$

$e_0 = 0,512 \text{ m} > e'_0 = 0,15 \text{ m} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieure du noyau central qui veut dire la section est partiellement comprimée (S.P.C), le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

D'après le **BAEL (Art 4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Tel que :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; h_{acrotère}/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

e_2 : Excentricités due aux effets de deuxième ordre, lies à la déformation de la structure

$$\text{Selon le BEAL91} \dots e_2 = \frac{3 * l_f^2 * (2 + \emptyset * \alpha)}{h_0 * 10^4}$$

Avec :

\emptyset : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée

$$\alpha: M_G / (M_G + M_Q) \Rightarrow \alpha = 0 ; h_0: \text{hauteur de la section} = 10 \text{ cm}$$

$$l_f: \text{longueur de flambement} = 2 * l_0 \Rightarrow l_f = 1,4 \text{ m}$$

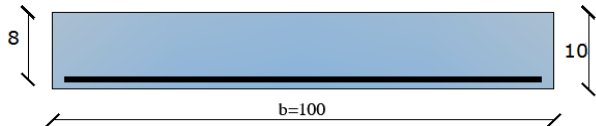
$$e_2 = \frac{3 * 1,4^2 * 2}{0,1 * 10^4} \Rightarrow e_2 = 1,12 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } e = 52 + 2 + 1,12 \Rightarrow e = 55,17 \text{ cm}$$

$$\text{Les sollicitations de calcul deviennent : } \begin{cases} N = 2,004 \text{ kN} \\ M = N * e = 1,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Ferrailage à l'ELU

La section est partiellement comprimée donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec un moment M_{uA} :



$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1,06 + 2,004 * \left(0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 1,12 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * 14,2} = 0,012 < 0,186 (\text{pivot A}) \Rightarrow A' = 0 \text{ et } f_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \\ Z = d * (1 - 0,4\alpha) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,015 \\ Z = 0,079 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_{F.S} = \frac{M_{uA}}{Z * f_{st}} = \frac{1,94 * 10^{-3}}{0,079 * 348} \Rightarrow A_{F.S} = 0,407 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la flexion composée :

$$A_t = A_{F.S} - \frac{N}{f_{st}} = 0,407 * 10^{-4} - \frac{2,004 * 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_t = 0,349 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,08 * \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{min} = 0,966 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} > A_t \dots \text{On ferraille avec } A_{min} = 0,966 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec } St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \dots \text{Ok}$$

▪ Armatures de réparation

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 25\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 30\text{cm} \dots Ok$

3 Vérifications nécessaires

❖ Vérification à L'ELU

☑ Vérification de l'effort tranchant : ($V=2,6 \text{ KN}$)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ avec } \begin{cases} \tau_u = V/b * d = 1,96/1 * 0,08 \Rightarrow \tau_u = 0,02 \text{ Mpa} \\ \bar{\tau}_u = \min(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}) = 2,5\text{Mpa}(FN). \end{cases} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \text{vérifiée.}$$

❖ Vérification à l'ELS : ($M_{ser} = 0,7 \text{ KN.m}$; $N_{ser} = 3,004 \text{ KN}$)

• Calcul de l'excentricité e_{ser}

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,7}{3,004} \Rightarrow e_{ser} = 0,23 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0,05 \Rightarrow \text{SPC}$$

☑ Vérification de la contrainte dans le béton

$$\text{Il faut vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

✓ Calcul de y

$$y = (y_c + C) \text{ avec } C = e_{ser} - \frac{h}{2} = 0,23 - \frac{0,1}{2} \Rightarrow C = 0,18 \text{ m}$$

Convention de signe ($C < 0$ et $Y_c > 0$) car on a $SPCC = -0,18 \text{ m}$

$$y_c^3 + Py_c + q = 0 \dots (1) \text{ avec } \begin{cases} P = -3C^2 + 90\frac{A}{b}(d - C) \\ q = -2C^3 - 90\frac{A}{b}(d - c)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P = -0,099 \text{ m}^2 \\ q = 0,011 \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$\text{l'equation(1) devient : } y_c^3 - 0,127 y_c + 0,017 = 0$$

pour arriver a trouver des solutions de l'equation il faut calculer $\Delta = \frac{4P^3}{27} + q^2$:

$$\Delta = -2,27 * 10^{-5} < 0 \Rightarrow \text{il existe 3 racines réelles à calculer :}$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos(\frac{\varphi}{3}) \\ y_{c2} = a \cos(\frac{\varphi}{3} + 120) \\ y_{c3} = a \cos(\frac{\varphi}{3} + 240) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y_{c1} = 0,222\text{m} \\ y_{c2} = -0,35\text{m} \\ y_{c3} = 0,137\text{m} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} \Rightarrow a = 0,363 ; \varphi = \cos^{-1}(\frac{3q}{2p} * \sqrt{\frac{-3}{P}}) \Rightarrow \varphi = 156,55^\circ$$

Pour les 3 racines ; on garde juste qui convient à cette intervalle $-C \leq y_c \leq h - C$

Pour notre cas $0,21m \leq y_c \leq 0,31m \Rightarrow$ on garde juste $y_{c1} = 0,222m$

Donc $y_c = 0,222m \Rightarrow y = y_c + C = 0,018\text{ cm}$

✓ **Calcul de μ_t**

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 2,49 * 10^{-5} m^3$$

$$D'ou \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y = \frac{3,004 * 10^{-3}}{2,49 * 10^{-5}} * 0,018 = 2,17\text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPA} \dots \text{Vérifiée}$$

☑ **Vérification de la contrainte dans l'acier**

$$FN \Rightarrow \text{Il faut vérifier : } \sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} * (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\text{Avec } \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = 201,63\text{ Mpa}$$

$$D'ou \sigma_s = 69,38\text{ MPA} < \bar{\sigma}_s = 201,63\text{ MPA} \dots \text{vérifiée}$$

4 Schéma de Ferrailage

Armature verticales : 4HA8 avec $St = 25\text{cm}$

Armature de répartition : 4HA8 avec $St = 25\text{ cm}$

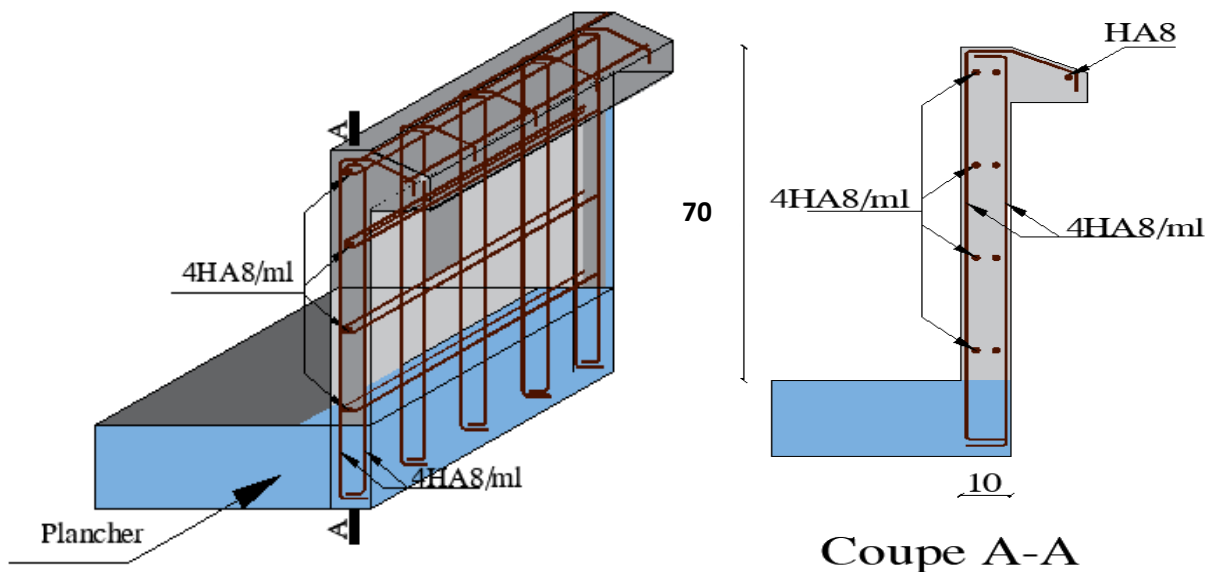


Figure2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

IV.2. Dimensionnement des escaliers :

On fixe la hauteur de marche $h = 18\text{ cm}$ avec hauteur de l'étage : $H = 3.96\text{ m}$

a) L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = 1.98 / 3 = 0,66 \rightarrow \alpha = 33.42^\circ$$

b) Les marches et les contres marches :

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marches (h), on utilise la formule de BLONDEL :

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

On fixe : $h = 18\text{ cm}$.

$$59\text{ cm} \leq (g + 2h) \leq 66\text{ cm} \rightarrow 23\text{ cm} \leq g \leq 30\text{ cm}$$

Donc : $g = 30\text{ cm}$

- Le nombre de contre marche : $Nc = H/h = 1.98/0.18 = 11$
- Le nombre de marche : $Nm = Nc - 1 = 10$

La longueur de la paillasse : $L = H / \sin 33.42 = 3,59\text{ m}$

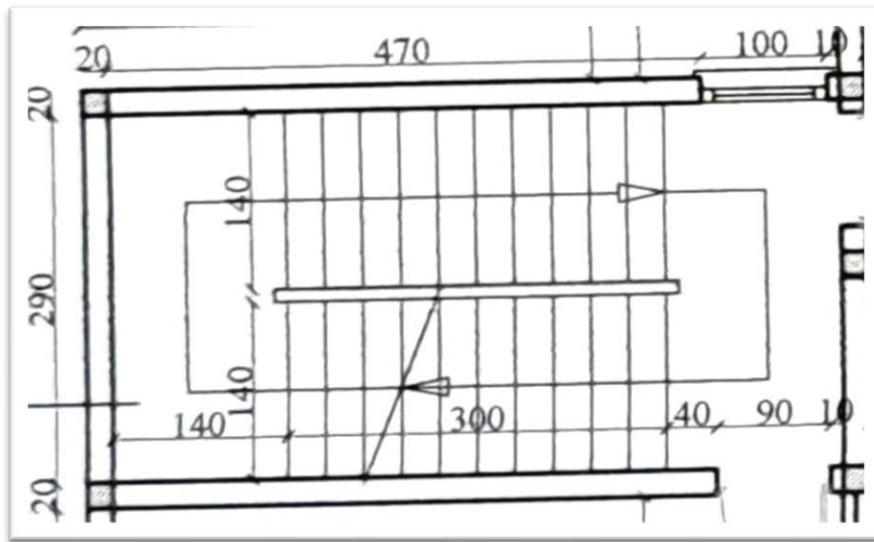


Figure 3 : le plan de l'escalier

IV.2.1. Etude des marches :**➤ Evaluation des charges :**

Les charges permanentes :

Carrelage (2cm)0.40 KN /m²

Mortier de pose (2cm)0.36KN /m²

Tôle strié (1cm) 0.785KN /m²

$$G = 1.545 \text{ KN/m}^2$$

La charge d'exploitation : $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

- Même chose pour les contres marches

Prédimensionnement des cornières :

Chaque cornière reprend la moitié de la charge de la marche plus la charge du contre marche :

$$q_s = \frac{(G + Q) \times 0.3}{2} + (G + Q) \times 0.18$$

$$q_s = (1.545 + 2.5) \times 0.15 + (1.545 + 2.5) \times 0.18 = 1.334 \text{ kN/m}$$

- **Vérification en tenant compte du poids propre de la cornière :**

Le poids de la cornière de L50x50x5 est de 3,77 kg/m.

$$q_u = 1.35((0.15 + 0.18) \times 1.545 + 0.0377) + 1.5 (2.5 \times (0.15+0.18)) = 1.976 \text{ kN/m}$$

$$q_s = ((0.15 + 0.18) \times 1.545 + 0.0377) + 2.5 \times (0.15+0.18) = 1.372 \text{ kN/m}$$

- **Critère de la flèche :**

$$\delta = \frac{q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \delta_{max} = \frac{L}{250}$$

$$\delta = \frac{1.545 \times 1400^4}{384 \times 210000 \times 10.96 \times 10^4} = 0.671 \text{ mm} \leq \delta_{max} = \frac{1400}{250} = 5.6 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **La résistance :**

La condition de la résistance est la suivante : $M_{sd} \leq M_{rd}$

D'après le **Tableau 5.3.1 de l'Eurcode3**, on a :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\epsilon \rightarrow \frac{50}{5} = 10 \leq 10\epsilon$$

Donc la cornière de (50*50*5) est de classe 1 :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{12} = \frac{1.976 \times 1.4^2}{12} = 0.3227 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_0} = \frac{235 \times 3.06 \times 10^{-3}}{1.1} = 0.719 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 0.3227 \text{ m} < M_{Rd} = 0.72 \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$T = \frac{V_{sd} \times S}{e \times i_y} \leq \bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

$$A_{vz} = 1.04 \times h \times t = 1.04 \times 50 \times 5 \times 10^{-2} = 2.6 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = 2.6 \times \frac{23.5/\sqrt{3}}{1.1} = 32.06 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times L}{2} = \frac{1.976 \times 1.4}{2} = 1.383 \text{ KN}$$

$$V_{sd \max} = 1.383 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 16.03 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors Les cornières optées convient. Conclusion : on choisit pour la cornière de support une cornière de L50x50x5.

IV.2.2. Etude des limons :

Une volée contient deux limons, et chaque limon doit supporter la moitié des charges et des surcharges exercées sur la volée. La figure ci-dessous représente la distribution des charges sur un limon.

➤ **Evaluation des charges :**

$$G_{\text{marche}} = 1.545 \text{ kN/m}^2$$

$$G_C \text{ marche} = 1.545 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Cornières} \times 2 = 0.0754 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Poids du garde-corps en acier} = 0.3 \text{ kN/m}$$

$$\text{La charge d'exploitation : } Q = 2.50 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = [(1.545 + 1.545) \times \frac{1.4}{2} + 0.15 + 0.3] + 2.5 \times \frac{1.4}{2} = 4.363 \text{ kN/m}$$

$$q_c = \left(\frac{0.0754 \times 1.4}{2} \right) \times \frac{3}{1} = 0.17 \text{ kN/m} \quad (\text{Charge des cornières sur le limon})$$

$$\delta = \frac{5 \times q_s \times \cos \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \delta_{\max} = \frac{L}{250} \rightarrow I \geq \frac{1250 \times q_s \times L^3}{384 \times E}$$

Avec α : Angle d'inclinaison du limon (**33.42°**)

$$I \geq \frac{1250 \times 4.363 \times 10^{-3} \times 0.834 \times 3594^3}{384 \times 210} = 261.845 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un UPN 120 $I_y = 364 \text{ cm}^4$

A	I_y	W_{ely}	W_{ply}	i_y	i_z	h	b	P
(cm ²)	(cm ²)	(cm ³)	(cm ³)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(kg/m)
17	364	60.7	72.6	4.6	1.59	120	55	13.3

$$q_u = 1.35(3.09 \times 0.75 + 0.133 + 0.15 + 0.3) + 1.5(2.5 \times 0.75) = 6.72 \text{ kN/m}$$

$$q_s = (3.09 \times 0.75 + 0.15 + 0.3 + 0.133) + (2.5 \times 0.75) = 4.77 \text{ kN/m}$$

- **Critère de la flèche :**

$$\delta = \frac{q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \delta_{max} = \frac{L}{250}$$

$$\delta = \frac{5 \times 4.77 \times 3594^4}{384 \times 210000 \times 364 \times 10^4} = 13.55 \text{ mm} \leq \delta_{max} = \frac{3594}{250} = 14.37 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **La résistance :**

La condition de la résistance est la suivante : $M_{sd} \leq M_{rd}$

D'après le **Tableau 5.3.1 de l'Eurcode3**, on a :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\epsilon \rightarrow \frac{50}{5} = 10 \leq 10\epsilon$$

Donc la cornière de (50*50*5) est de classe 1 :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times \cos \alpha \times L^2}{8} = \frac{6.72 \times \cos(33.42) \times 3.59^2}{8} = 9.54 \text{ kN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_0} = \frac{235 \times 72.6 \times 10^{-3}}{1.1} = 15.51 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 9.54 \text{ m} < M_{rd} = 15.51$ **Condition vérifiée**

- **Vérification au cisaillement :**

$$V_{pi,rd} = 8.8 \times \frac{23.5/\sqrt{3}}{1.1} = 108.54 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{6.72 \times 3.59}{2} = 12.06 \text{ kN}$$

$$V_{sd\ max} = 12.06\ \text{KN} < 0,5\ V_{pl,\ rd} = 54.27\ \text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

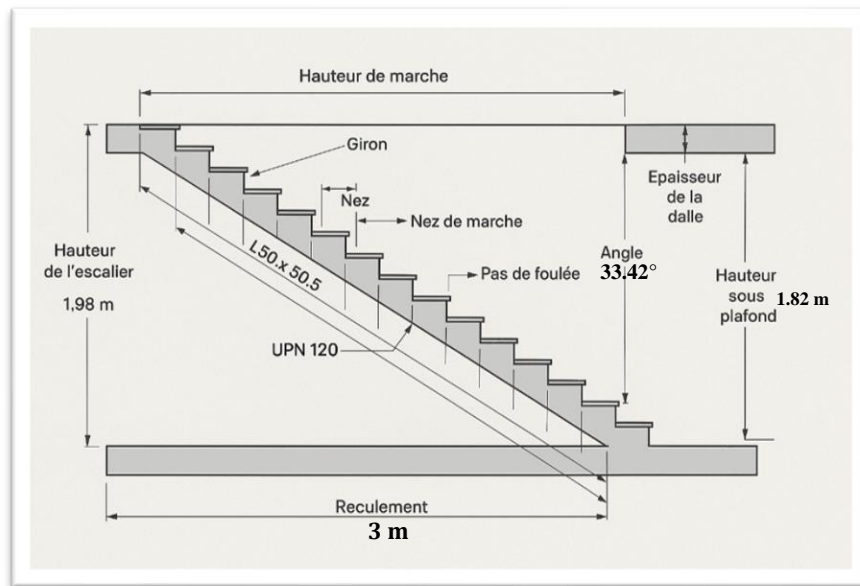


Figure4 : schema escalier

IV.2.3. Etude du palier de repos :

➤ Evaluation des charges :

Désignation éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Tôle striée	0.5	78	0.39
Dalle en béton	8	25	2
Charge permanente totale			3.23
Surcharge d'exploitation			2.5

• Prédimensionnement de la poutre palière :

Les charges revenant sur la poutre palière sont :

Les murs extérieurs : Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment. Ils sont caractérisés par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

➤ **Evaluations des charges :**

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	2	20	0.4
Brique creuse	10	9	0.9
Lame d'aire	10	/	/
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit intérieur en plâtre	1.5	10	0.3
Charge permanente totale			4.25
Charge revenant du palier			1.938
Surcharge d'exploitation			1.5

• **La combinaison des charges à ELS :**

$$q_s = 4.25 + 1.938 + 15 = 7.96 \text{ kN/m}$$

$$\delta = \frac{5 \times q_s \times \cos \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \delta_{max} = \frac{L}{250}$$

$$I \geq \frac{1250 \times 7.96 \times 10^{-3} \times 3000^3}{384 \times 210} = 333.143 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un IPE140 caractérisé par :

- **Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :**

- **Les combinaisons des charges :**

$$\text{ELU: } 1.35(4.25 + 1.938 + 0.129) + 1.5 (1.5) = 10.77 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS: } 4.25 + 1.938 + 0.129 + 1.5 = 7.817 \text{ kN/m}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$\delta = \frac{q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \delta_{max} = \frac{L}{250}$$

$$\delta = \frac{5 \times 7.817 \times 3000^4}{384 \times 210000 \times 541.2 \times 10^4} = 7.254 \text{ mm} \leq \delta_{max} = \frac{3000}{250} = 12 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **La résistance :**

$$M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{10.77 \times 3^2}{8} = 12.11 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_0} = \frac{235 \times 88.3 \times 10^{-3}}{1.1} = 18.864 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 12.11 \text{ m} < M_{Rd} = 18.864 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$V_{pi.rd} = 7.6 \times \frac{23.5/\sqrt{3}}{1.1} = 93.74 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times L}{2} = \frac{10.77 \times 3}{2} = 16.155 \text{ KN}$$

$$V_{sd \max} = 16.155 \text{ KN} < 0,5 V_{pl. rd} = 46.87 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Alors IPE140 convient comme poutre palière.

III.1.3. Pré- dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des pièces, généralement verticales, chargées de reporter sur les fondations les charges verticales et horizontales qui sont appliqués sur le bâtiment :

- Poids propre de la couverture et de l'ossature métallique, poutre, planché. }

- Surcharge de neige et poussées horizontale du vent, etc...

Ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB.

III.1.3.1. Descente des charges :

Ce chapitre définira les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes, d'exploitation et des effets climatiques. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage.

Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges). Pour les effets climatiques le RNV version 2013 va être utilisé.

Pour cette opération on prend les poteaux les plus sollicités.

Charges	Eléments	Type d'IPE	Poids
Charges Permanente G	Plancher terrasse	/	$5.34(6 \times 6) = 192.24$
	Plancher courant	/	$4.96(6 \times 6) = 178.56$
	La poutre principale	IPE220	$6 \times 0.262 = 1.572$
	Solives	IPE100	$6 \times 0.081 \times 5 = 2.43$
	Poutre secondaire	IPE120	$6 \times 0.104 = 0.624$
Charges d'exploitation Q	Plancher terrasse	/	$1(6 \times 6) = 36$
	Plancher courant	/	$2.5(6 \times 6) = 90$
	Surcharge de la neige (terrasse)	/	$0.12(6 \times 6) = 4.32$

III-3-1. Poteau niveau 3 :

$$N_{G \text{ terrasse}} = 196,86 \text{ kN}$$

$$N_{Q \text{ terrasse}} = 36 \text{ kN}$$

$$N_{S \text{ terrasse}} = 4.32 \text{ kN}$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1.35 N_{G \text{ terrasse}} + 1.35(N_{Q \text{ terrasse}} + N_{S \text{ terrasse}})$$

$$N_1 = 1.35 (196,86) + 1.35 (36 + 4.32) = 320.19 \text{ kN}$$

$$N_2 = 1.35 N_{G \text{ terrasse}} + 1.5 \max (N_{Q \text{ terrasse}} ; N_{S \text{ terrasse}}) = 319.76 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 320,19 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \rightarrow A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{m1}}{f_y} = \frac{320,19 \times 1.1}{23.5} = 14.98 \text{ cm}^2$$

On choisit un HEA 240, Voici ses caractéristiques :

	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
Profilé	G Kg/m	A Cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	r mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl.y} cm	W _{pl.z} cm ⁴	i _y cm	i _z cm
HEA240	60.3	76.8	230	120	12	7.5	21	7763	2769	744.6	47.3	10.1	6.00

a. Vérification au flambement :

- Classe de la section :

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

- Classe de la semelle :

$$\frac{bf}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \rightarrow \frac{240}{2 \times 12} \leq 10 \rightarrow \text{Classe (1)}$$

- Vérification de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \rightarrow \frac{164}{7.5} = 21.866 \leq 72 \rightarrow \text{Classe (1)}$$

Donc la section est de classe (1)

b. Calcul de l'enlacement réduit

$$\lambda = \left(\frac{\lambda l}{\lambda 1} \right) \times \beta_A^{0.5}$$

$$\beta A = 1$$

$$\lambda_k = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$I_f = 0,71 = 0,7 \times 396 = 277,2 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{I_f}{i_y} = \frac{0,7 \times 3,96}{0,1005} = 27,58 \rightarrow \lambda_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = 0,293 > 0,2$$

$$\lambda_z = \frac{I_f}{i_z} = \frac{0,7 \times 3,96}{0,06} = 46,2 \rightarrow \lambda_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = 0,492 > 0,2$$

Donc, il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement autour de Y-Y et Z-Z [CCM97; Article 5.5.1.2].

Le choix de la courbe de flambement se fait par :

$$\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,958 < 1,2 \quad Y-Y \rightarrow \text{courbe } b \rightarrow a_y = 0,34 \rightarrow X_y = 0,623$$

$$t_f = 12 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \quad Z-Z \rightarrow \text{courbe } c \rightarrow a_z = 0,49 \rightarrow X_z = 0,563$$

$$\varphi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y \times (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,54$$

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0,98$$

$$N_{brd,y} = \frac{X_y \times \beta A \times A \times f_y}{\gamma M_1} = \frac{0,98 \times 1 \times 76,8 \times 23,5}{1,1} = 1607,913 \text{ KN}$$

$$\varphi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z \times (\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 0,643$$

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \lambda_z^2}} = 0,886$$

$$N_{brd,z} = \frac{X_z \times \beta A \times A \times f_y}{\gamma M_1} = \frac{0,886 \times 1 \times 76,8 \times 23,5}{1,1} = 1454,359 \text{ KN}$$

$$N_{brd} = N_{brd,y} = 1607,913 \text{ KN}$$

$$N'_{\max} = N_{\max} + (G_p \times H_{pot}) = 320,19 + (0,603 \times 3,96) = 322,57 \text{ KN}$$

Il faut que : $N'_{\max} < N_{brd}$

$$322,57 \text{ KN} < 1607,913 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, donc le profilé **HEA240** convient comme un poteau au 3^{ème} niveau.

III-3-2. Poteau Niveau2 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + N_G \text{ etage2} + G_{\text{HEA240}} = 380,64 \text{ KN}$$

$$N_Q = N_{Q \text{ terrasse}} + N_{Q \text{ étage2}} = 126 \text{ KN}$$

$$N_S = N_{S \text{ terrasse}} = 4,32 \text{ KN}$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35 \times NG + 1,35 \times (N_Q + N_{ST}) = 689,79 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1,35 \times NG + 1,5 \times \max(N_Q ; N_S) = 702,86 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 702,86 \text{ KN}$$

Nmax doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \rightarrow A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{m1}}{f_y} = \frac{702,86 \times 1.1}{23.5} = 32,89 \text{ cm}^2$$

On choisit un **HEA 240**, Voici ses caractéristiques :

	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
Profilé	G Kg/m	A Cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	r mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl.y} cm	W _{pl.z} cm ⁴	i _y cm	i _z cm
HEA240	60.3	76.8	230	120	12	7.5	21	7763	2769	744.6	47.3	10.1	6.00

Vérification au flambement :

- **Classe de la section :**

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

- **Classe de la semelle :**

$$\frac{bf}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \rightarrow \frac{240}{2 \times 12} \leq 10 \rightarrow \text{Classe (1)}$$

- **Vérification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \rightarrow \frac{164}{7.5} = 21.866 \leq 72 \rightarrow \text{Classe (1)}$$

Donc la section est de classe (1)

c. Calcul de l'enlacement réduit

$$\lambda = \left(\frac{\lambda_1}{\lambda_1} \right) \times \beta_A^{0.5}$$

$$\beta A = 1$$

$$\lambda_k = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$I_f = 0,71 = 0,7 \times 396 = 277,2 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{I_f}{i_y} = \frac{0,7 \times 3,96}{0,1005} = 27,58 \rightarrow \lambda_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = 0,293 > 0,2$$

$$\lambda_z = \frac{I_f}{i_z} = \frac{0,7 \times 3,96}{0,06} = 46,2 \rightarrow \lambda_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = 0,492 > 0,2$$

Donc, il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement autour de Y-Y et Z-Z

[CCM97 ; Article 5.5.1.2].

Le choix de la courbe de flambement se fait par :

$$\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,958 < 1,2 \quad Y-Y \rightarrow \text{courbe } b \rightarrow a_y = 0,34 \rightarrow X_y = 0,623$$

$$\rightarrow t_f = 12 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \quad Z-Z \rightarrow \text{courbe } c \rightarrow a_z = 0,49 \rightarrow X_z = 0,563$$

$$\varphi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y \times (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,54$$

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0,98$$

$$N_{brd,y} = \frac{X_y \times \beta A \times A \times f_y}{\gamma M_1} = \frac{0,98 \times 1 \times 76,8 \times 23,5}{1,1} = 1607,913 \text{ KN}$$

$$\varphi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z \times (\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 0,643$$

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \lambda_z^2}} = 0,886$$

$$N_{brd,z} = \frac{X_z \times \beta A \times A \times f_y}{\gamma M_1} = \frac{0,886 \times 1 \times 76,8 \times 23,5}{1,1} = 1454,359 \text{ KN}$$

$$N_{brd} = N_{brd,y} = 1607,913 \text{ KN}$$

$$N'_{\max} = N_{\max} + (G_p \times H_{pot}) = 720,86 + (0,603 \times 3,96) = 723,24 \text{ KN}$$

Il faut que : $N'_{\max} < N_{brd}$

$$723,24 \text{ KN} < 1607,913 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, donc le profilé **HEA240** convient comme un poteau au 2-ème niveau.

III-3-3. Poteau niveau1 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_{G \text{ terrasse}} + N_{G \text{ étage2}} + P_{\text{HEA240}} + N_{G \text{ étage1}} + P_{\text{HEA240}} = 761,88 \text{ KN}$$

$$N_Q = N_{Q \text{ terrasse}} + N_{Q \text{ étage2}} + N_{Q \text{ étage1}} = 252 \text{ KN}$$

$$N_S = N_{S \text{ terrasse}} = 4,32 \text{ KN}$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35 \times NG + 1,35 \times (NQ + NST) = 1374,57 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1,35 \times NG + 1,5 \times \max(NQ ; NS) = 1406,53 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 1406,53 \text{ KN}$$

N_{\max} doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \rightarrow A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{m1}}{f_y} = \frac{1406,53 \times 1,1}{23,5} = 65,83 \text{ cm}^2$$

On choisit un **HEA 240**.

d. Vérification au flambement :

- **Classe de la section :**

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

- **Classe de la semelle :**

$$\frac{bf}{2 \times tf} \leq 10 \times \epsilon \rightarrow \frac{240}{2 \times 12} \leq 10 \rightarrow \text{Classe (1)}$$

- **Vérification de l'âme :**

$$\frac{d}{tw} \leq 72 \times \epsilon \rightarrow \frac{164}{7,5} = 21,866 \leq 72 \rightarrow \text{Classe (1)}$$

Donc la section est de classe (1)

e. Calcul de l'enlacement réduit

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda_i}{\lambda_1} \right) \times \beta_A^{0,5}$$

$$\beta_A = 1 \rightarrow \text{Pour les sections 1 et 2}$$

$$\bar{\lambda}_k = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \times \epsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$l_f = 0,7l = 0,7 \times 396 = 277,2 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7 \times 396}{0,1005} = 27,58 \rightarrow \lambda_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = 0,293 > 0,2$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,7 \times 396}{0,06} = 46,2 \rightarrow \lambda_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = 0,492 > 0,2$$

Donc, il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement autour de Y-Y et Z-Z

[CCM97 ; Article5.5.1.2].

Le choix de la courbe de flambement se fait par :

$$\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,958 < 1,2 \quad Y-Y \rightarrow \text{courbe } b \rightarrow a_y = 0,34 \rightarrow X_y = 0,623$$

$$t_f = 12\text{mm} < 100\text{mm} \quad \rightarrow \quad Z-Z \rightarrow \text{courbe } c \rightarrow a_z = 0,49 \rightarrow X_z = 0,563$$

$$\varphi_y = 0.5 \times [1 + \alpha_y \times (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2] = 0.54$$

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0,98$$

$$N_{brd,y} = \frac{X_y \times \beta A \times A \times f_y}{\gamma M_1} = \frac{0,98 \times 1 \times 76,8 \times 23,5}{1,1} = 1607,913 \text{ KN}$$

$$\varphi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z \times (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2] = 0.643$$

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \lambda_z^2}} = 0,886$$

$$N_{brd,z} = \frac{X_z \times \beta A \times A \times f_y}{\gamma M_1} = \frac{0,886 \times 1 \times 76,8 \times 23,5}{1,1} = 1454,359 \text{ KN}$$

$$N_{brd} = N_{brd,y} = 1607,913 \text{ KN}$$

$$N'_{\max} = N_{\max} + (G_p \times H_{pot}) = 1406,53 + (0,603 \times 3,96) = 1408,91 \text{ KN}$$

Il faut que : $N'_{\max} < N_{brd}$

$$1408,91 \text{ KN} < 1607,913 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, donc le profilé **HEA240** convient comme un poteau au 1^{er} niveau.

Chapitre 5 :

Etude sismique

V.1. Introduction :

Un séisme est un mouvement naturel, brusque et transitoire qui peut durer quelques secondes à quelques minutes. Afin d'assurer la stabilité et la rigidité d'une construction face aux charges sismiques (horizontales) on fait appel à un système de contreventement. L'étude sismique d'une structure a pour objectif d'assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement des éléments appropriés tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'économie et l'aspect architectural. Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. Dans notre modélisation on a utilisé le logiciel des éléments finis ETABS 2016

V.1. Modélisation :

La modélisation est l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle en respectant les différentes étapes de modélisation (définition de la géométrie, condition au limite, chargement de la structure, ...) de façon totalement graphique ; numérique ou combinées, en utilisant les innombrables outils disponibles.

V.3. Analyse de la structure :

V.3.1. Type d'analyse :

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

► Les chargements statiques sont :

- Le poids propre de la structure
- Les effets dus aux actions climatiques
- Les charges d'exploitations

► Les chargements dynamiques sont :

- Les effets sismiques

V.3.2. Méthodes de calcul :

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
- Méthode d'analyse modale spectrale.

Vue la particularité de notre structure et d'après le règlement **RPA99V2003**, le calcul se fera par la méthode statique équivalente

V.3.2.1. La méthode statique équivalente :

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basé sur l'utilisation des spectres de reponse. Mais comme le "**RPA 99 V 2003**" préconise que le

l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

a. Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b. Calcul de la force sismique totale :

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale V appliquées à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone, donné par le **tableau (4.1) P38 de RPA 99/2003**, fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas, on a un groupe d'usage 2, avec une Zone II, d'où $A = 0,15$

D : facteur 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).

$$D = 2,5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2$$

$$2,5\eta \left(\frac{T^2}{T} \right)^{2/3} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$2,5\eta \left(\frac{T^2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{3/5} \dots\dots\dots T > 3 \text{ s}$$

Avec :

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site et données par le tableau 4.7 du [RPA99/version 2003].

Dans notre cas, notre structure est implantée dans un sol (Catégorie de terrain S3), donc

$$T_2 = 0, \text{ s.}$$

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7}/(2 + \xi) \geq 0,7 \text{ (Art 4.3)}$$

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. On a un remplissage dense en Acier

$$\xi = 5\%$$

$$\eta = 1$$

T : Période fondamentale de la structure.

Avec $T = c_t \times (h_N)^{3/4}$

- **c_t** : est un coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage (**Tableau 4.6 du RPA**). Dans notre cas, on a le contreventement assuré par des palées de stabilité et des murs en maçonnerie, avec $c_t = 0,05$

- **h_N** : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). On a : $h_N = 11,88$ m

- **D** = la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Avec : $d_x = 18$ m et $d_y = 18$ m.

$$\rightarrow T = 0,05 \times (11,88)^{3/4} = 0,32 \text{ s}$$

on a : $T_2 = 0,5 > T = 0,32 \text{ s} \rightarrow D = 2.5$ (dans les deux sens).

R = coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur unique est donnée par le **Tableau 4.3 (RPA)** en fonction du système de contreventement tel que défini en **3.4 (RPA)**

$R_x = R_y = 4$ (Ossature contreventée par palées triangulées en X suivant les deux sens de calcul).

Q : Facteur de qualité qui est Q est déterminé par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Les critères de qualité « q » ainsi que les pénalités « p_q » à retenir sont représentés dans le tableau suivant :

N°	Critères de qualité	$P_q(x)$	$P_q(y)$
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	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	0
		$Q_x = 1.1$	$Q_y = 1.05$

Tableau V.1 : Valeur du facteur de qualité.

W : Poids total de la structure qui égale à la somme des poids des niveaux W

$$W = \sum W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, donné par le tableau 4.5 du RPA.

La structure est à usage commercial $\Rightarrow \beta = 0,2$

-Le poids des différents niveaux ainsi que le poids total (*W*) de la structure est établi dans le tableau suivant :

Paramètre	Sens x	Sens y
A	0,15	0,15
D	2.5	2.5
R	4	4
Q	1,1	1,05
W(KN)	5864.73	5864.73

Tableau2 : Résumé des paramètres d'application

$$V_x = 5864.73 \times \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,1}{4} = 604.8 \text{ KN}$$

$$V_y = 5864.73 \times \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,05}{4} = 577.3 \text{ KN}$$

V.3.2.2. Méthode dynamique :

a. Principe de la méthode modale spectrale :

La méthode modale spectrale est une technique utilisée pour étudier comment un bâtiment réagit pendant un tremblement de terre. Elle consiste à décomposer le mouvement du bâtiment en plusieurs modes de vibration, puis à calculer la réponse de chaque mode au séisme en utilisant un spectre sismique. En Algérie, cette méthode est exigée par le Règlement Parasismique Algérien (RPA), notamment pour les bâtiments moyens et hauts. Elle permet de mieux évaluer les efforts subis par la structure et de concevoir des constructions plus sûres face aux séismes.

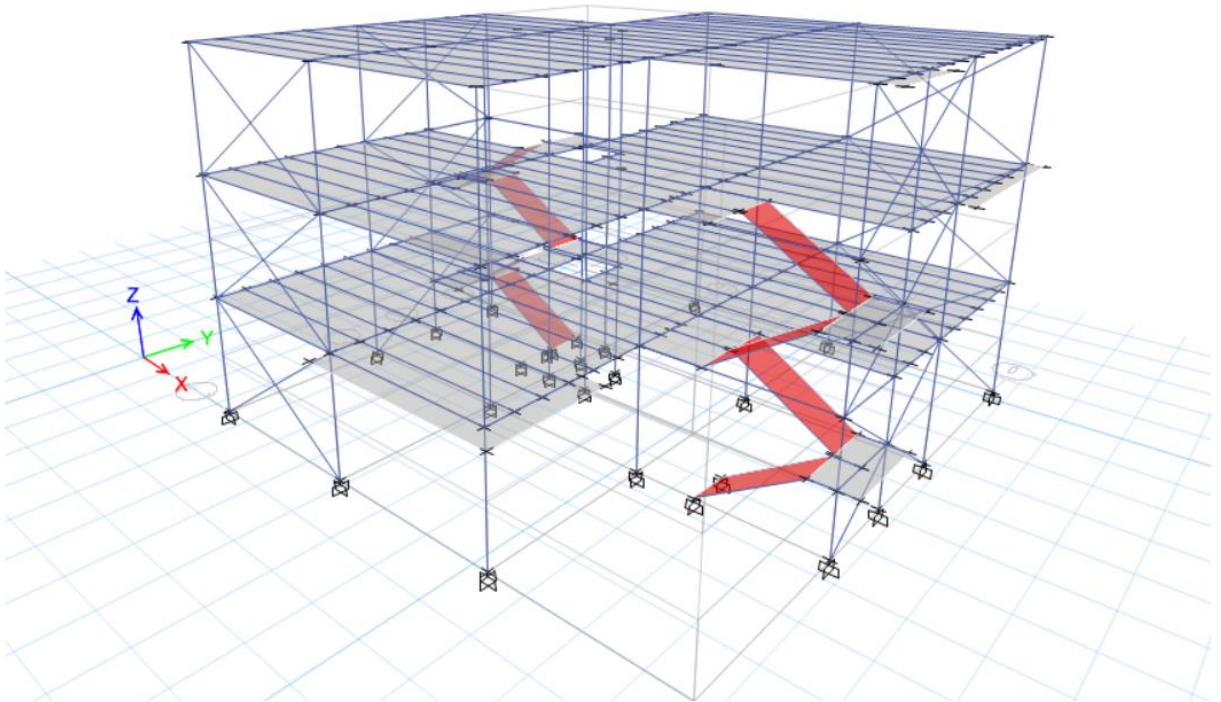
b. Modélisation :

En raison de la complexité des calculs manuels des efforts internes (comme les moments et les efforts normaux) dans les éléments structuraux, le logiciel de calcul par éléments finis ETABS est utilisé.

c. Modélisation 3D de la structure :

La modélisation de la structure est effectuée à l'aide du logiciel **ETABS**, un outil avancé de calcul par éléments finis, spécialement conçu pour l'analyse et le dimensionnement des structures en béton armé et métalliques, notamment les bâtiments. ETABS permet de créer un modèle 3D précis de la structure, de simuler les

différentes sollicitations (statiques et sismiques), et de calculer les efforts internes, les déformations, ainsi que les réactions d'appui. Il permet également de vérifier la conformité des résultats obtenus avec les exigences des normes en vigueur. L'objectif de cette analyse est de comprendre le comportement de la structure sous l'effet des différentes actions et de connaître la distribution des efforts internes. Cette étude repose sur la **méthode des éléments finis (MEF)**, une méthode numérique efficace pour déterminer les déplacements, les réactions et les contraintes dans chaque élément de la structure.



d. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : (RPA99)

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

Avec : Les coefficients A, η , R, T₁, T₂, Q (déterminés dans « c »).

➤ Vérification de la période :

A partir de modèle

$$T_{\text{dyn}} = 0.56 \text{ et en à } T = 0.32.$$

En vois que

$$T_{\text{dyn}} = 0.56 > 1.3T = 0.41.$$

Donc en utilise : $T = 1.3T = 0.41 \rightarrow D = 2.85$ (dans les deux sens).

$$V_x = 5864.73 \times \frac{0,15 \times 2.85 \times 1,1}{4} = 689.47 \text{ KN}$$

$$V_y = 5864.73 \times \frac{0,15 \times 2.85 \times 1,05}{4} = 658.13 \text{ KN}$$

e. Analyse modale

L'analyse modale spectrale est une méthode de calcul utilisée pour évaluer les effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle repose sur une sollicitation sismique représentée par un spectre de réponse. Le comportement global de la structure est alors obtenu en additionnant les contributions de ses différents modes de vibration. Cette méthode peut être appliquée à tous types de structures et fournit des résultats généralement fiables et précis, à condition que la modélisation soit correctement réalisée. Elle prend en compte plusieurs paramètres essentiels, notamment :

- Le groupe d'usage de la structure,
- Le facteur de qualité,
- La zone de sismicité,
- Le coefficient de comportement (R).

Le tableau suivant récapitule les résultats obtenus :

Force sismique	V _{dy} (kN)	V _{st} (kN)	0,8V _{st} (kN)	Observation
x-x	711,60	689.47	551.57	Vérifié
y-y	887,98	658.13	526.50	Vérifié

Tableau 3 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

f. Résultante des forces sismiques :

Selon le RPA 99/2003 (article 4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base obtenues par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par méthode statique équivalente. On doit vérifier que. $V_{dyn} > 0.8V_{st}$

On remarque que la condition de RAP est vérifiée dans les deux sens. $V_{dyn} > 0.8V_{st}$

g. Nombre de modes de vibrations à prendre :

Selon le RPA99, pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

h. Pourcentage de participation en masse :

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,56	0,0181	0,8162	1,548E-05	0,0181	0,8162
Modal	2	0,533	0,8116	0,0173	0,0002	0,8298	0,8335
Modal	3	0,334	0,0001	4,353E-05	0,0014	0,8299	0,8336
Modal	4	0,239	4,315E-05	1,991E-06	0,2064	0,8299	0,8336
Modal	5	0,238	0,0005	0,0001	0,0178	0,8304	0,8337
Modal	6	0,233	3,929E-05	3,601E-05	0,0116	0,8304	0,8337
Modal	7	0,229	4,745E-05	0,0003	0,0016	0,8305	0,834
Modal	8	0,197	0,0003	1,609E-06	0,1283	0,8308	0,834
Modal	9	0,167	0,0002	0,0001	0,0547	0,831	0,8341
Modal	10	0,164	0,0096	0,1108	0,0001	0,8405	0,945
Modal	11	0,161	0,0586	0,0098	0,0133	0,8992	0,9547
Modal	12	0,158	0,0284	0,0014	0,0384	0,9276	0,9561

i. Analyses des résultats :

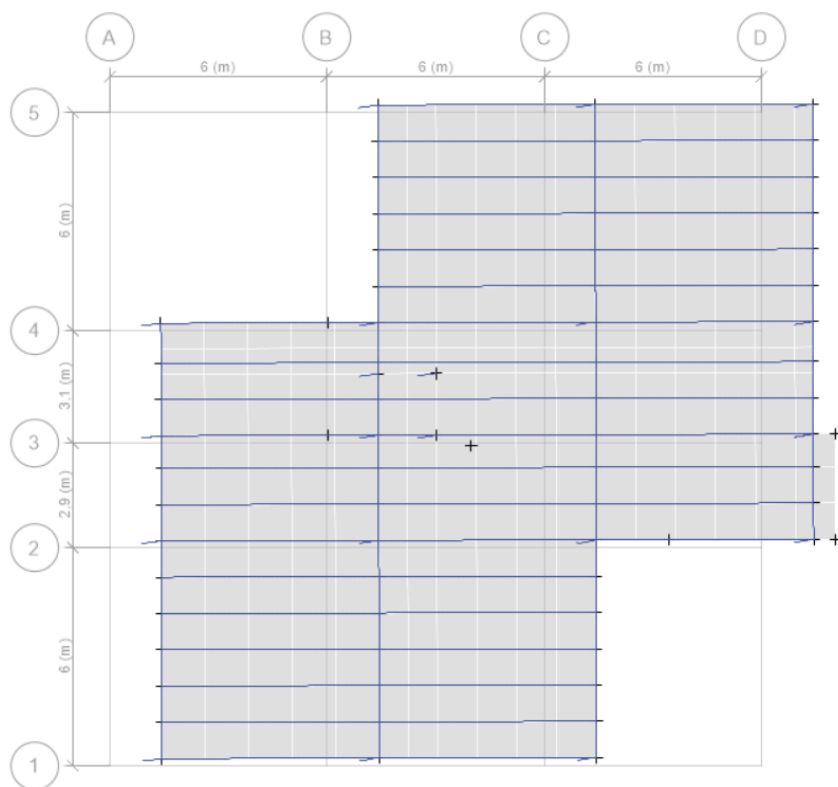
A partir de ce tableau, on remarque que le taux de participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du mode 12, sont suffisant pour représenter un bon comportement de la structure. Dans les trois premiers modes on a :

- Translation suivant (X) pour le premier mode.
- Translation suivant (X) pour le deuxième mode.
- Rotation pour le troisième mode.

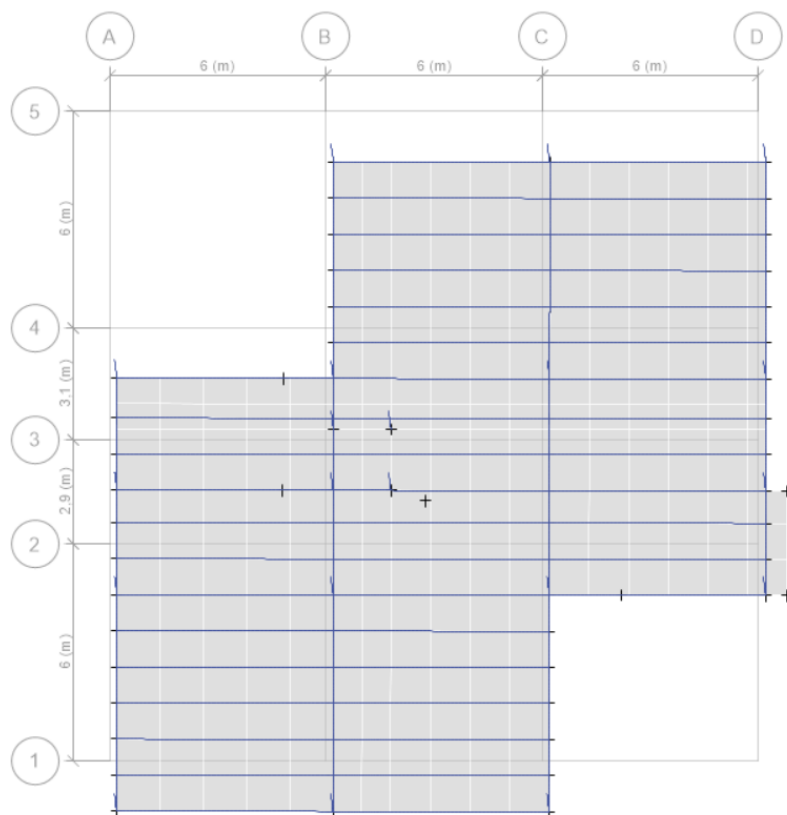
j. Les réponses modales de la structure :

La déformation de la structure selon les modes de vibration les plus significatifs est présentée dans les figures ci-dessous :

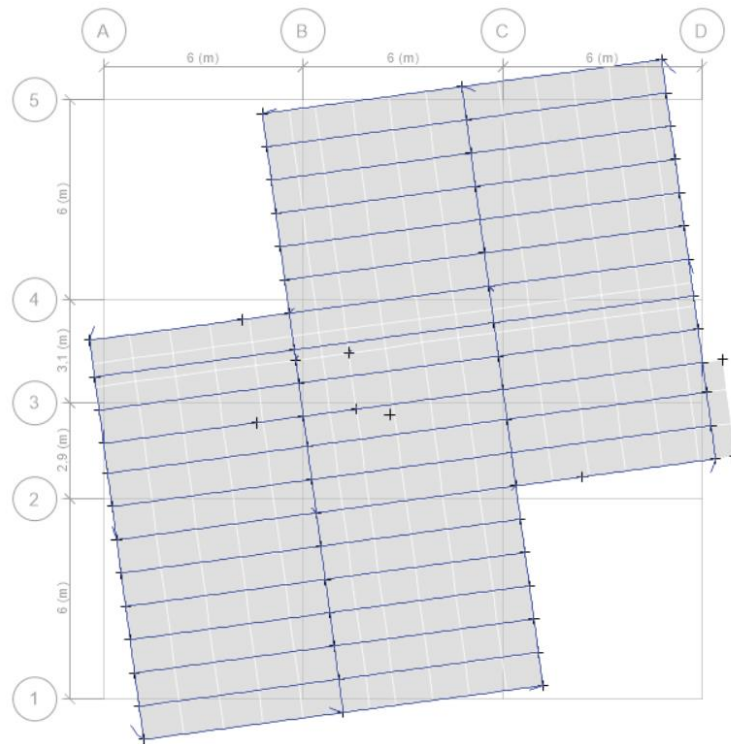
Mode 1 : Translation selon l'axe X-X, avec une période $T = 0,56$ s et un taux de participation massique de 81,62%.



Mode 2 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0,533$ s, taux de participation de la masse 82,98%.



Mode 3 : Translation suivant Z-Z, période $T = 0,334$ s



k. Analyses des résultats :

On observe que la structure présente des déplacements de translation dans les deux directions horizontales, ainsi qu'une rotation autour de l'axe vertical.

l. Les combinaisons de calcul :

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

S : Action de la neige.

E : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adoptées selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Combinaisons a l'ELU	Combinaisons a l'ELS	Combinaisons accidentelles
$1,35G+1,5Q$	$G+Q$	$0,8G+E_x$ $0,8G+E_y$ $G + Q + E_x$ $G + Q + E_y$

Tableau5 : Combinaisons de calcul

m. Vérification des déplacements :

L'article 4.4.3 RPA99/2003 donne la formule de calcul du déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure, qui est comme suite :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{avec : } \delta_{kx} = R \times \delta_{ekx}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

Niv	h_k cm	Sens x-x						Sens y-y					
		δ_{ek} cm	δ_k cm	δ_{k-1} cm	Δ_k cm	1% he	Obser vation	δ_{ek} cm	δ_k cm	δ_{k-1} cm	Δ_k cm	1% he	Obser vation
RDC	396	0.32	1.28	0	1.28	3.96	Vérifié	0.4	1.60	0	1.60	3.96	Vérifié
1	396	0.77	3.08	1.28	1.80	3.96	Vérifié	0.96	3.84	1.6	2.24	3.96	Vérifié
2	396	1.20	4.80	3.08	1.72	3.96	Vérifié	1.5	6.00	3.84	2.16	3.96	Vérifié

Tableau6 : Tableau récapitulatif de la vérification vis-à-vis des déplacements

n. Vérification de l'effet P- Δ :

Le comportement de la structure vis-à-vis de l'effet de second ordre (ou effet P- Δ) est défini d'après l'article 5.9 RPA99/2003 en fonction de la formule suivante :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : hauteur d'étage (k).

- Si $\theta_k \leq 0.10$ Les effets P- Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments.
- Si $0,10 < \theta_k < 0.20$, Les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur.
- Si $\theta_k > 0.20$, La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Niv	h_k cm	P_k KN	Sens x-x				Sens y-y			
			Δ_k cm	V_k cm	θ_k	Observation	Δ_k cm	V_k cm	θ_k	Observation
RDC	396	1287.71	1.28	63,36	0.065	Vérifié	1.60	113,04	0.046	Vérifié
1	396	907.37	1.80	64,81	0.063	Vérifié	2.24	109,19	0.047	Vérifié
2	396	544.24	1.72	37,69	0.062	Vérifié	2.16	50,06	0.059	Vérifié

Tableau7 : Tableau récapitulatif de la vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ

N.B : On a : sur tous les étages : $\theta_k \leq 0.10$; Donc Les effets P- Δ peuvent être négligés dans notre cas.

Chapitre 6 :

Vérification des éléments

VI. Etude de l'ossature :

VI.1. Introduction :

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base des règles [CCM 97], et la vérification est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique, et des charges verticales, sous les combinaisons les plus défavorables tirés du logiciel ETABS

VI.1.2. Vérification de la poutre principale IPE 220 :

La longueur de la poutre : $L = 6 \text{ m}$

Les efforts sont tirés à partir du logiciel ETABS, sous la combinaison : **G + Q + E**

$$V_{sd} = 53.12 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 42.05 \text{ kN.m}$$

La section IPE 220 est de classe (1) en flexion simple.

a. Vérification a la résistance :

- Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_{rd}$

$$V_{sd} = 53.12 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = A_{vz} \times \frac{fy/\sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = 1590 \times \frac{235 \times 10^{-3}/\sqrt{3}}{1.1} = 196.11 \text{ kN}$$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement.

$$V_{sd} = 53.12 \text{ kN} < 0.5V_{rd} = 98.05 \text{ kN}$$

\Rightarrow Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. \Rightarrow **Condition vérifiée**

- Vérification au moment résistant :

$$M_{sd} = 42.05 \text{ kN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{fy \times W_{ply}}{1.1} = \frac{235 \times 10^3 \times 285.4 \times 10^{-6}}{1.1} = 60.97 \text{ kN} > M_{sd} = 42.05 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification a la stabilité :

- Vérification au déversement :

La vérification au déversement n'est pas nécessaire car on utilise les planchers collaborant qui empêche le déversement.

\Rightarrow Donc le profilé IPE 220 convient comme poutre principale

VI.1.3. Vérification de la poutre secondaire IPE 120 :

La longueur de la poutre : $L = 6 \text{ m}$

Les efforts sont tirés à partir du logiciel ETABS, sous la combinaison : **G + Q + E**

$$V_{sd} = 11.303 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 5.97 \text{ kN.m}$$

La section IPE 120 est de classe (1) en flexion simple.

c. Vérification à la résistance :

- Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_{rd}$

$$V_{sd} = 11.303 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = A_{vz} \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = 630 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1.1} = 77.7 \text{ kN}$$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement.

$$V_{sd} = 11.303 \text{ kN} < 0.5V_{rd} = 38.85 \text{ kN}$$

\Rightarrow Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. \Rightarrow **Condition vérifiée**

- Vérification au moment résistant :

$$M_{sd} = 5.97 \text{ kN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{1.1} = \frac{235 \times 10^3 \times 60.7 \times 10^{-6}}{1.1} = 12.96 \text{ kN.m} > M_{sd} = 5.97 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d. Vérification à la stabilité :

- Vérification au déversement :

La vérification au déversement n'est pas nécessaire car on utilise les planchers collaborant qui empêche le déversement.

\Rightarrow Donc le profilé IPE 120 convient comme poutre secondaire

VI.2.1. Vérification des poteaux :

Les poteaux, éléments verticaux de la structure, ont pour rôle de transmettre les charges provenant des poutres vers les fondations. Leur dimensionnement se fait en flexion composée, en tenant compte de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) issus des combinaisons les plus défavorables, telles qu'introduites dans le fichier de données d'ETABS.

- Sollicitations de calcul : Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Combinaison	H (m)	N (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	V _u (kN)
G + Q + Ey	3.96	-969,8385	M _{max} = 70.76 M _{min} = -68.70	M _{max} = 58.11 M _{min} = -66.86	113.04

Tableau8 : Sollicitation dans les poteaux

VI.2.2. Vérification de Poteau HEA300 du RDC :

a. Vérification à la résistance :

- Vérification à l'effort normal :

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

$$N_{pl,rd} = \frac{112.5 \times 10^2 \times 235}{1.1} \times 10^{-3} = 2403.44 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 969,8385 \text{ kN} < N_{pl,rd} = 2403.44 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- La classe de la section :

- La semelle :

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$C = 150 \text{ mm}$$

$$t_f = 14 \text{ mm}$$

$$C/t_f = 10.71 \text{ mm} > 10\varepsilon \Rightarrow \text{Donc la semelle est de classe (2)}$$

- Ame fléchie

$$d = 208 \text{ mm}$$

$$t_w = 8.5 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = 24.47 \text{ mm} < 72\varepsilon \Rightarrow \text{Donc la semelle est de classe (1)}$$

- Vérification à l'effort tranchant :

$$V_{sd} = 113.04 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = A_{vz} \times \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = 3730 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1.1} = 460.06 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 113.04 \text{ kN} < V_{Rd} = 460.06 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification au moment fléchissant :

$$M_{sd} = 70.76 \text{ kN}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{1.1} = \frac{235 \times 10^3 \times 1383.3 \times 10^{-6}}{1.1} = 295.52 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 70.76 \text{ kN} < M_{pl,rd} = 295.52 \text{ kN}$$

b. Vérification à l'instabilité :

La vérification à l'instabilité est donnée par les formules suivantes : **(Eurocode 3.5.5.4)**

• Flexion composée avec risque de Flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + K_y \frac{M_{sd,y}}{W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + K_z \frac{M_{sd,z}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \dots \dots \dots (I)$$

• Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + K_{LT} \frac{M_{sd,y}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}} + K_z \frac{M_{sd,z}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

c. Vérification au flambement :

$$\frac{N}{\chi_{min} \cdot \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y M_y}{\frac{M_{ply}}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z M_z}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

• Longueur de flambement :

$L_{fy} = L_{fz} = 0.5 \times L_0 = 0.7 \times 3.96 = 2.77 \text{ m}$ (Encastrement). Suivant (y-y) :

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda_1}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_a}$$

$$\beta_a = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$\lambda_y = \frac{i_f}{i_y} = \frac{2700}{127.4} = 21.19 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9} = 0.22 > 0.2$$

→ Donc, il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement autour de **Y-Y**

$$\lambda_z = \frac{i_f}{i_z} = \frac{1700}{74.9} = 22.69 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9} = 0.24 > 0.2$$

- Calcul de χ_y :

- Choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 0.96 < 1.2$$

$$t_f = 14 < 100 \text{ mm} \rightarrow \text{Courbe de flambement C.}$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.22 \rightarrow \chi_y = \chi_{min} = 0.9847$$

- Calcul de K_y :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{mz} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

$$\Psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = -\frac{68.70}{70.76} = 0.97$$

$$\beta_{M,\Psi} = 1.8 - 0.7\Psi = 1.12$$

D'où :

$$\mu_y = -0.28 < 0.9$$

$$K_y = 1 < 1.5$$

→ Donc, il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement autour de **Z-Z**

- Calcul de χ_z :

- Choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 0.96 < 1.2$$

$$t_f = 14 < 100 \text{ mm} \rightarrow \text{Courbe de flambement C.}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.24 \rightarrow \chi_z = \chi_{min} = 0.9694$$

- Calcul de K_z :

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{mz} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right)$$

$$\Psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = -\frac{66.86}{58.11} = 1.15$$

$$\beta_{M,\Psi} = 1.8 - 0.7\Psi = 0.99$$

D'où :

$$\mu_z = 0.039 < 0.9$$

$$k_z = 0.98 < 1.5$$

Donc à partir de l'équation (I) $0.99 < 1 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

d. **Vérification au déversement :**

Le phénomène de déversement n'est à prendre en compte que pour des élancements réduits, soit $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$

Avec λ_{LT} donné par la formule suivante :

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta W} \text{ avec } \lambda_1 = 93,9 ; \beta W = 1 \text{ (section de classe 1)}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{(L/i_z)}{\sqrt{c_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{(396/7.49)}{\sqrt{2.752} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{396/7.49}{30/1.4} \right)^2 \right]^{0.25}} = 22.47 \Rightarrow \lambda_{LT} = \frac{22.47}{93.9} \sqrt{1}$$

$\Rightarrow \lambda_{LT} = 0,23 < 0,4 \Rightarrow$ pas de risque de déversement.

VI.3.1. Vérification du système de contreventement :

Les types de palées triangulées adoptés dans cette étude, conformément aux prescriptions du règlement parasismique algérien **RPA99/2003**, sont les suivants :

- **Palées en X** : Ce type de contreventement repose sur l'hypothèse que, pour un sens donné de l'action sismique, seules les **barres soumises à la traction** participent de manière significative à la dissipation d'énergie et à la résistance de l'ossature.

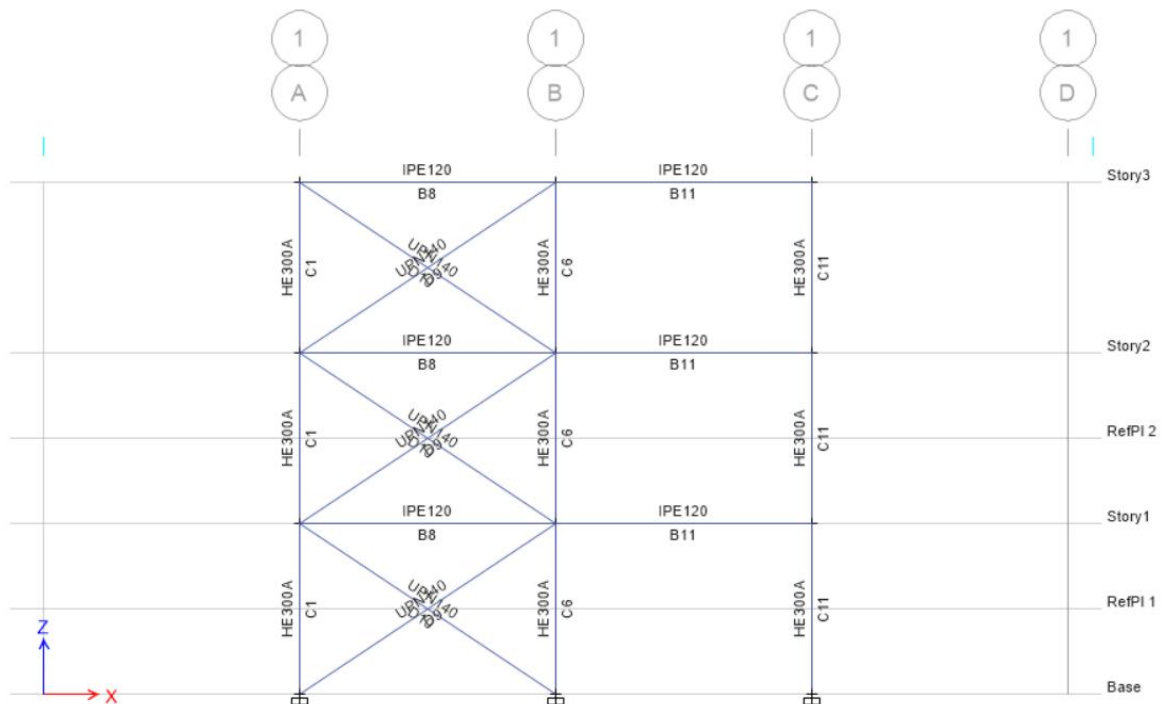


Figure4 : Les systèmes de contreventements en X

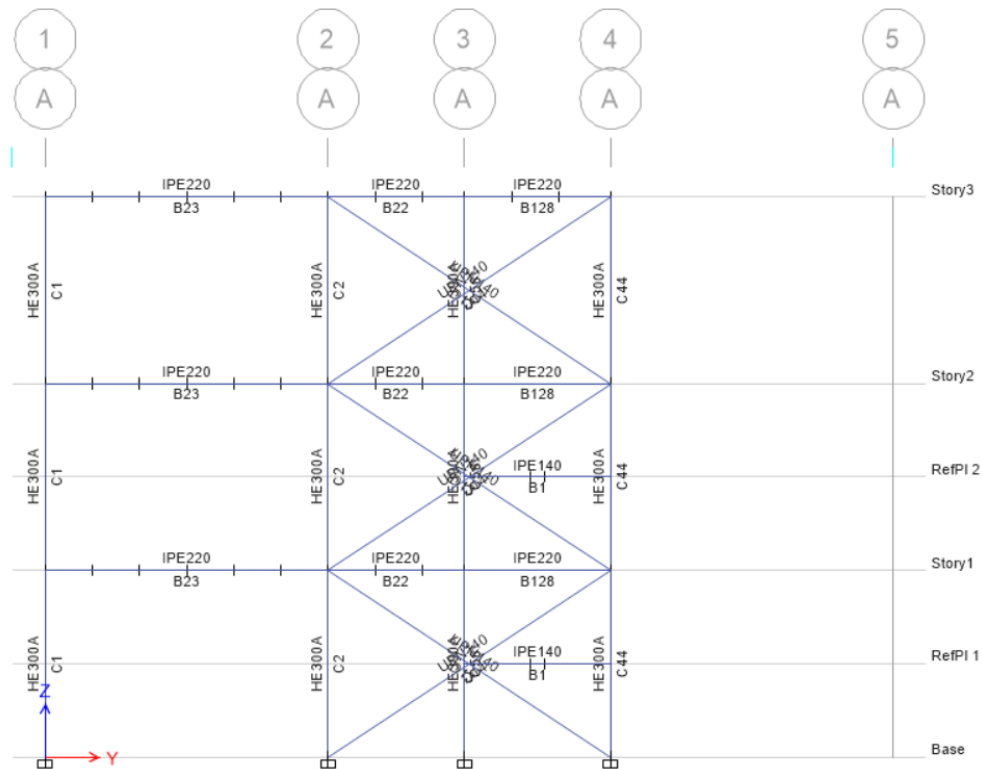


Figure5 : Les systèmes de contreventements en Y

VI.3.2. Vérification des palées en (X) :

Les diagonales fixées à un gousset au moyen des boulons, les goussets sont soudés aux éléments porteurs. La section transversale de la diagonale est de type UPN 140. L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction
 $N_t : 192,0125 \text{ KN}$

- Vérification sous l'effort de traction :

Ils sont sollicités en traction avec un effort 207.54 kN (D'après ETABS) obtenue sous la combinaison G + Q + E (qui donne l'effort maximum).

On doit vérifier :

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

$$A = 20,4 \text{ cm}^2$$

$$A \geq N_{sd} \times \frac{\gamma_{m0}}{f_y} = A \geq \frac{207.54 \times 1.1}{23.5} = 9.71 \text{ cm}^2$$

$$9.71 \text{ cm}^2 < 20.4 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

UPN 140 Est idéale pour les palées de stabilités.

VI.4. Conclusion :

Après les vérifications, on a adopté les sections suivantes :

Élément	Profilé
Les poutres principales	IPE 220
Les poutres secondaires	IPE 120
Les poteaux	HEA 300
Palée de stabilité en X	UPN 140

Chapitre 7 :

Etude des assemblages

VII.1 Introduction :

Dans ce chapitre, on va s'intéresser à la manière dont les éléments métalliques sont reliés entre eux dans une structure. Pour former une ossature complète, il faut que les différents éléments comme les poutres, les poteaux ou les barres soient bien assemblés. Cette liaison se fait à l'aide de dispositifs qu'on appelle des **assemblages**.

Le type d'assemblage à utiliser dépend de plusieurs choses :

- Le mode de fixation choisi (comme la soudure, les boulons, les rivets ou parfois le collage),
- La forme des pièces à relier,
- Et les efforts mécaniques qu'il faut transmettre entre ces pièces.

Il est aussi important que ces assemblages ne provoquent pas d'efforts parasites, comme des torsions non prévues.

On distingue généralement trois grands types d'assemblages :

- **Les assemblages articulés** : ils transmettent seulement les efforts normaux et tranchants.
- **Les assemblages rigides** : en plus, ils transmettent les moments (les rotations).
- **Les assemblages semi-rigides** : ils transmettent une partie des moments, mais pas totalement.

VII.2. Calcul des assemblages :

Assemblage poutre-poutre (poutre principale-solive) :

Les solives sont articulées aux poutres principales par des cornières d'attache, l'effort tranchant repris par l'assemblage est celui qui transmet la solive à la poutre soit $V_{st} = 54,26kN$

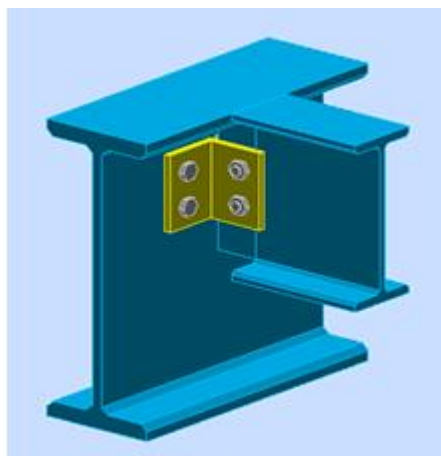


Figure 1 : Assemblage solive-poutre principale

Cet assemblage est réalisé avec des boulons ordinaire de classe 6.8 caractérisé par :

$$\begin{cases} f_{yb} = 480 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 600 \text{ MPa} \end{cases}$$

VII.2.1. Epaisseur de la cornière :

On choisit un double dernier de (L50×50×5)

VII.2.2 Dimensionnement des boulons :

a) Coté solive

La résistance de calcul au cisaillement est obtenue par la formule suivante :

$$F_{v,rd} = \frac{0,6 A_s f_{bu}}{\gamma_{Mb}}$$

$\gamma_{Mb} = 1,25$ à l'ELU (boulons de classe 6.8)

$$F_{v,sd} = \frac{v_{sd}}{n \times p} \text{ avec } \begin{cases} n : \text{nombre de boulon, } n = 2 \\ p : \text{nombre de plan de cisaillement, } p = 2 \end{cases}$$

$$F_{v,sd} = \frac{54,26}{2 \times 2} = 13,57 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd} = \frac{0,6 A_s f_{bu}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{v,sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times f_{bu}} = \frac{13,57 \times 10^3 \times 1,25}{0,6 \times 600}$$

$$\geq 47,12 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons de type M10 avec : $A_s = 58 \text{ mm}^2$

b) Coté poutre principale :

On choisit le même type des boulons M10 avec : $A_s = 58 \text{ mm}^2$

c) Disposition constructive :

$$\begin{cases} 2, 2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200) \text{ mm} \\ 1, 2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t; 150) \text{ mm} \\ 1, 2d_0 \leq e_2 \leq \min(12t; 150) \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} p_1 = 50 \text{ mm} \\ e_1 = 40 \text{ mm} \\ e_2 = 40 \text{ mm} \end{cases} \quad (\text{art 6.5.1.8 EC3})$$

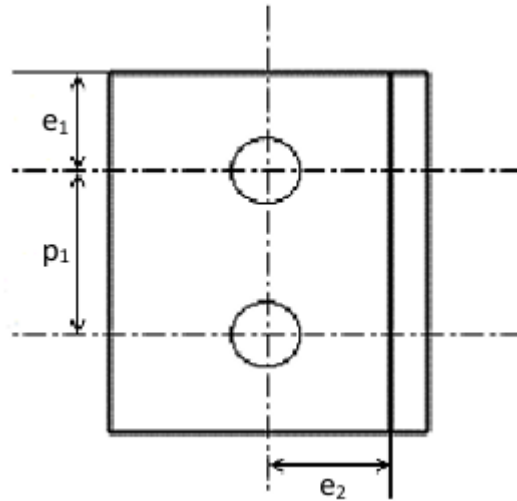


Figure VII.2 : Disposition géométrique des boulons (solive-poutre principale)

VII.2.3 Vérifications des boulons :

a) Assemblage long :

Si $15d \leq L \rightarrow$ Assemblage long.

$$L = (n-1) P1 = 50 \text{ mm}$$

$$15d = 150 \text{ mm} > L = 50 \text{ mm} \Rightarrow \text{L'assemblage n'est pas long}$$

b) La pression diamétrale :

On doit vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd} = 2,5 \times \alpha \times \frac{f_u \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}} ; \quad \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$\alpha = \left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) \Rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{b,rd} = 2,5 \times 1 \times \frac{360 \times 10 \times 5}{1,25} \times 10^{-3} = 36 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 13,57 \text{ KN} < F_{b,rd} = 36 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.3. Assemblage poteau-poutre principale (HEA300-IPE220) :

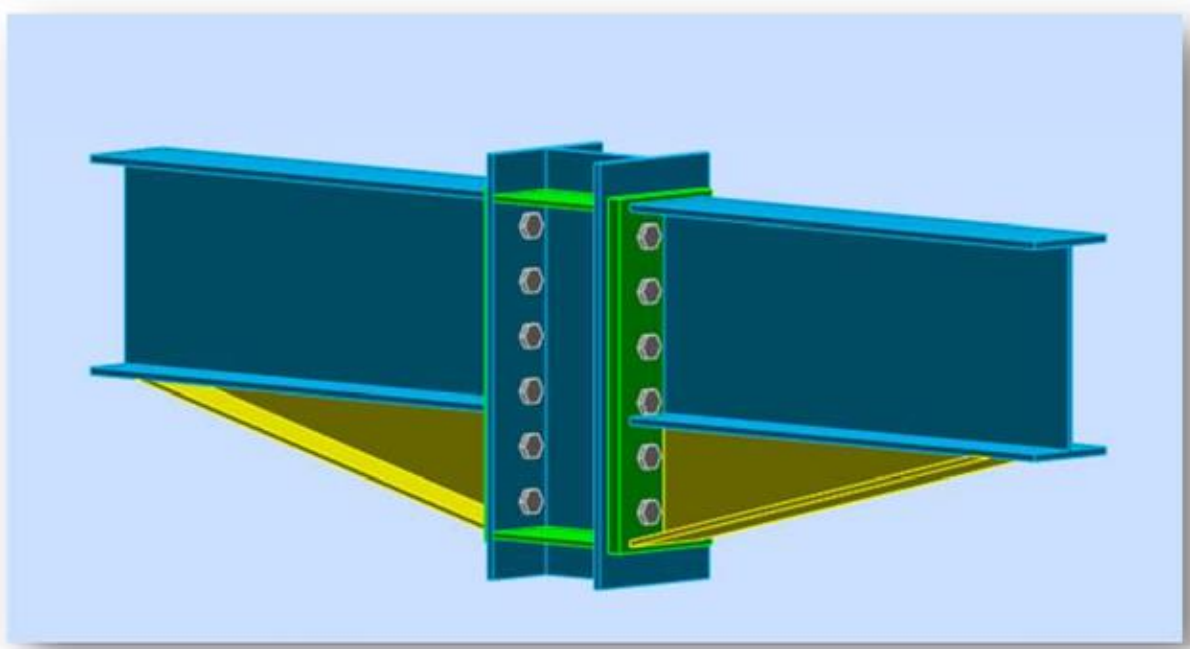


Figure 2: assemblage poteau-poutre (HEA300-IPE220)

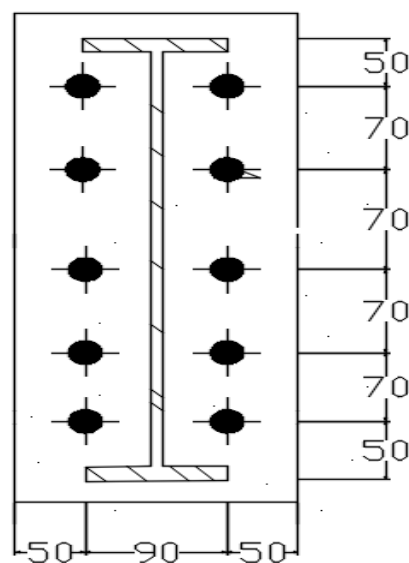
Cet assemblage sera réalisé avec des boulons précontrainte sous l'effort tranchant $V_{sd} = 48,41$ KN et moment fléchissant $M = 65,12$ KN obtenue à l'ELU.

Boulon : { 10 boulons HR de classe 10.9

Platine : { $t = 20$ mm

a. Disposition des boulons

$$N_i = \frac{M \times d_i}{\sum d_i^2}$$



$$\begin{cases} d1 = 330 \text{ mm} \\ d2 = 260 \text{ mm} \\ d3 = 190 \text{ mm} \Rightarrow \sum d_i^2 = 229500 \text{ mm}^2 \\ d4 = 120 \text{ mm} \\ d5 = 50 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_1 = \frac{M \times d^1}{\sum d^2} = 69,61 \text{ KN} \\ N_2 = 54,84 \text{ KN} \\ N_3 = 40,08 \text{ KN} \\ N_4 = 25,31 \text{ KN} \\ N_5 = 10,55 \text{ KN} \end{cases}$$

IL faut que $N1 \leq n \times F_{pcd}$ avec $F_{pcd} = 0,7 f_{ub} A_s$ (F_{pc} : force de précontrainte)

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{N_1}{0,7 f_{ub} n} \text{ Avec } n \text{ est le nombre de boulons par rangée}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{69,61 \times 10^3}{0,7 \times 1000 \times 2} = 49,72 \text{ mm}^2$$

Soit un boulon de diamètre Boulon M10 $A_s = 58 \text{ mm}^2$ de classe HR10.9

$$F_{pcd} = 0,7 \times 1000 \times 58 = 40,6 \text{ KN}$$

$$N_1 = 69,61 \text{ KN} < n \times F_{pcd} = 2 \times 40,6 = 81,2 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification au glissement :

$$F_{v, sd} \leq F_{s, Rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times F_{p, cd}}{\gamma_{Ms}}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,25$$

$$\mu = 0,3 \text{ (Classe C) (Coefficient de frottement)}$$

$k_s = 1$: Coefficient en fonction de la dimension des trous de perçage (trou nominal)

n : est le nombre de plan de cisaillement

$$F_{v, sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{48,41}{10} = 4,841 \text{ KN}$$

$$F_{s, Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 40,6}{1,25} = 9,744 \text{ KN}$$

$$F_{v, sd} = 4,841 \text{ kN} < F_{s, Rd} = 9,744 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c) Vérification à la traction :

$$F_{t, sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{69,61}{2} = 34,81 \text{ KN} < F_{t, Rd} = \frac{0,9 A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 58 \times 1000}{1,25} \times 10^{-3} = 41,76 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction :

Il faut vérifier que :

$$F_{v,d} \leq F_{s,Rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times (F_{p,cd} - 0,8 F_{t,sd})}{\gamma M_s}$$

$$F_{s,d} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times (40,6 - 0,8 \times 30,81)}{1,25} = 3,82 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_{v,sd} = 4,841 \text{ kN} > F_{s,Rd} = 3,82 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\Rightarrow \text{On augmente la section du boulon} \Rightarrow M12 \text{ As}=84,3 \text{ mm}^2 \text{ de classe HR10.9}$$

$$F_{p,cd} = 0,7 \times 1000 \times 84,3 = 59,01 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow F_{v,sd} = 4,841 \text{ kN} < F_{s,Rd} = 8,25 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

e) Vérification au poinçonnement

Il faut vérifier que $F_{t,sd} \leq B_{p,Rd}$

$$\begin{cases} F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = 34,81 \\ B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 20,5 \times 20 \times 360}{1,5} \end{cases}$$

$$F_{t,sd} = 34,81 \text{ KN} < B_{p,Rd} = 185,38 \text{ KN}$$

f) Disposition des boulons :

$$\begin{cases} 2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200) \text{ mm} \\ 3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200) \text{ mm} \\ 1,2d_0 \leq e_1 \\ 1,2d_0 \leq e_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} p_1 = 70 \text{ mm} \\ p_2 = 90 \text{ mm} \\ e_1 = 50 \text{ mm} \\ e_2 = 50 \text{ mm} \end{cases}$$

g) Soudure de platine avec la poutre :

Calcul de la gorge :

• Gorge reliant l'âme à la platine :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times t_w \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 5,9 \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 3 \rightarrow \text{Soit } a = 3 \text{ mm}$$

• Gorge reliant les semelles à la platine :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times t_f \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 9,2 \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 4,6 \rightarrow \text{Soit } a = 4 \text{ mm}$$

K) Distribution des efforts sur les différents cordons :**- Cordon âme platine :**

$$\text{Chaque cordon reprend } V/2 = \frac{48,41}{2} = 24,21 \text{ KN}$$

- Cordon semelle :

$$L = 2b - t_w$$

$$L = 110 \times 2 - 9,2 = 210,8 \text{ mm}$$

$$N = \frac{M}{L} = \frac{65,12}{0,4308} = 151,16 \text{ kN}$$

Vérification cordon semelle-platine :

$$L = \frac{N \times \sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}{a \times f_u} \quad (EC3)$$

$\beta_w = 0,8$: Facteur de corrélation fonction de la nuance d'acier (S235).

$\gamma_{mw} = 1,25$: Coefficient fonction de la nuance.

$$L = \frac{151,16 \times \sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25}{4 \times 360} = 181,82 \text{ mm}$$

$L = 210,8 \text{ mm} > 181,82 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

VII.4. Assemblage des contreventements :

VII.4.1 Assemblage gousset-nœud du portique :

Il s'agit de calculer des assemblages de contreventement, les éléments de contreventement sont des doubles cornières sollicitées par :

Un effort de traction : $N_{t,SD} = 207,54 \text{ kN}$

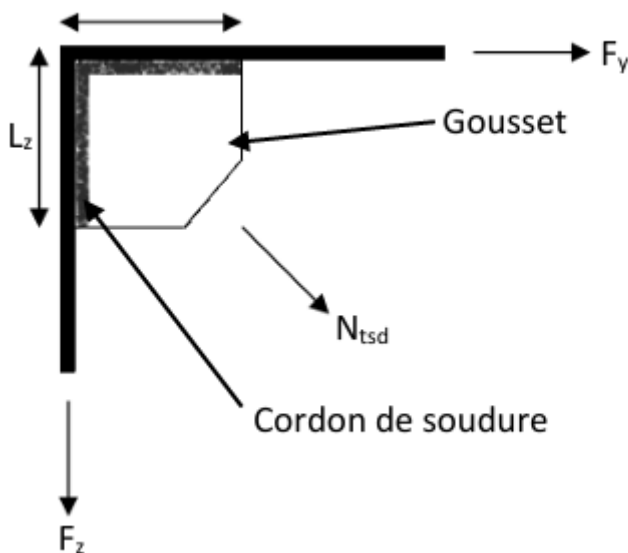


Figure VII.5 : Assemblage gousset-nœud du portique par cordon de soudure

a) Pré dimensionnement du gousset :

L'épaisseur de gousset est donnée par le tableau suivant :

F (kN)	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Tableau VII.1 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliquée

$$N_{sd} = 207,54 \text{ kN} \Rightarrow e = 10 \text{ mm}$$

b) Calcul de la gorge :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_{\max}$$

t_{\max} : Epaisseur maximale des pièces assemblées (gousset, semelle du poteau et la semelle de la poutre).

$$t_{\max} = (HEB300) = 14 \text{ mm} \Rightarrow 3 \leq a \leq 7 \text{ mm} \Rightarrow a = 5 \text{ mm}$$

c) La longueur du cordon de soudure :

La longueur du cordon est donnée par la formule suivante :

$$L \geq \beta_w \gamma_{Mw} \frac{N \sqrt{3}}{a f_u} \dots (1)$$

$$S235 \Rightarrow \beta_w = 0,8 ; \gamma_{Mw} = 1,25 ; F_u = 360 \text{ MPa}$$

Il faut décomposer l'effort N en deux composante N_y et N_z

$$\tan \alpha = \frac{3,96}{6} \Rightarrow \alpha = 33,42^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_y = N_{sd} \cos \alpha = 173,22 \text{ kN} \\ N_z = N_{sd} \sin \alpha = 114,31 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{A partir l'équation (1)} \Rightarrow \begin{cases} L_y \geq 83,34 \text{ mm} \\ L_z \geq 55 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_y = 90 \text{ mm} \\ L_z = 60 \text{ mm} \end{cases}$$

VII.4.2 Assemblage gousset-diagonale :

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons HR de classe 8.8 et on dispose deux boulons dans chaque rangée.

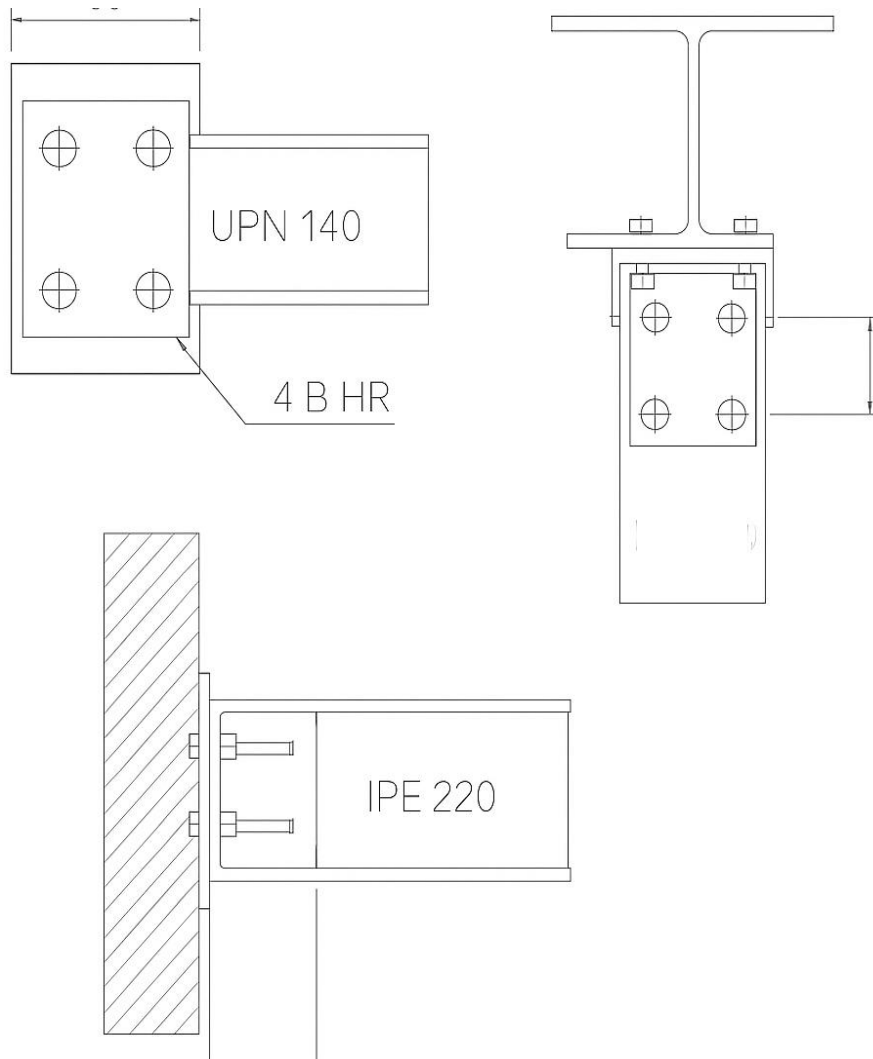


Figure : assemblage des diagonales sur gousset

a) Distribution de l'effort normal sur les boulons :

$$F_{v, sd} = \frac{V}{n} = \frac{207,54}{4} = 51,89 \text{ KN}$$

$$F_{v, sd} \leq F_{V, r} = \frac{0,6 A_s f_{bu}}{\gamma M_b} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{v, sd} \times \gamma M_b}{0,6 \times f_{bu}} = \frac{51,89 \times 10^3 \times 1,25}{0,6 \times 800}$$

$$A_s \geq 135,13 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons de type M16 avec : $A_s = 157 \text{ mm}^2$

c) Disposition géométrique :

$$\begin{cases} 2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200) \text{ mm} \\ 3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200) \text{ mm} \\ 1,5d_0 \leq e_1 \\ 1,5d_0 \leq e_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} p_1 = 70 \text{ mm} \\ p_2 = 70 \text{ mm} \\ e_1 = 40 \text{ mm} \\ e_2 = 40 \text{ mm} \end{cases}$$

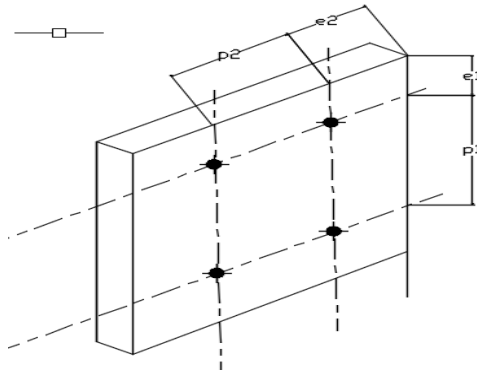


Figure VII.7 : Disposition géométrique des boulons de la diagonale

d) Vérification vis-à-vis de l'assemblage long :

$$L = (n-1) P1 = (4 - 1) 70 = 210 \text{ mm}$$

$$15d = 15 \times 16 = 240 \text{ mm} > L = 210 \text{ mm} \Rightarrow \text{L'assemblage n'est pas long}$$

e) Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{v, sd} \leq F_{b, rd} = 2,5 \times \alpha \times \frac{f_u \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}} ; \quad \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$\alpha = \left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) \Rightarrow \alpha = 0,55$$

$$t_p = \min (e_{gousse} ; e_{UPN140}) = 10 \text{ mm}$$

$$F_{b, d} = 2,5 \times 0,55 \times \frac{360 \times 16 \times 10}{1,25} \times 10^{-3} = 63,36 \text{ kN}$$

$$F_{v, sd} = 51,89 \text{ kN} < F_{b, rd} = 63,36 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

f) Vérification de la section nette de UPN140 :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = A_{net} \cdot f_y$$

$$A_{net} = A - n \cdot d \cdot t_f$$

$$A_{net} = 2040 - 2 \cdot 16 \cdot 10 = 1720 \text{ mm}^2$$

$$N_{rd} = 1720 \cdot 235 = 404200 \text{ N} = 404,2 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 270,54 \text{ kN} \leq N_{rd} = 404,2 \text{ kN}$$

VII.5. Calcul des pieds de poteaux :

Les bases des poteaux ont pour fonction de transférer les efforts subis par la structure vers les fondations, par l'intermédiaire des platines fixées à leur base à l'aide de tiges d'ancrage. Ces tiges ont pour rôle de résister aux sollicitations issues des charges de calcul, en particulier aux efforts de traction engendrés par les moments de flexion et les effets de soulèvement. Elles doivent ainsi garantir une résistance mécanique suffisante pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

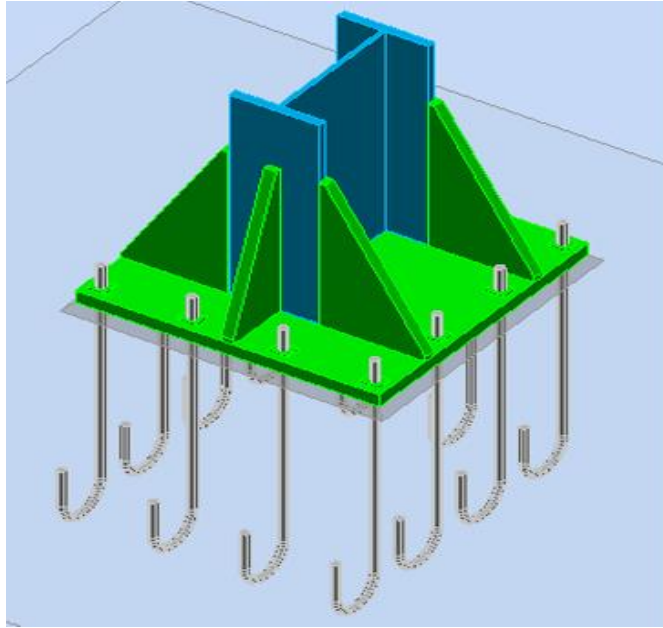


Figure 3 : Pied de poteau encastré

$$\rightarrow M = 11,33 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow N = 890,76 \text{ kN (compression)}$$

$$\rightarrow V = 113,04 \text{ kN}$$

• **Cordon de soudure :**

Semelle HEA 300 :

$$a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 14 = 9,8 \text{ mm}$$

$$a_s = 10 \text{ mm}$$

Âme HEA300:

$$a_a = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 8,5 = 5,25 \text{ mm}$$

$$a_a = 10 \text{ mm}$$

• **Surface de la platine :**

$$a \geq h_a + (2 \times a_a) \Rightarrow a \geq 300 + (2 \times 10) = 320 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prend } a = 540 \text{ mm}$$

$$b \geq h_s + (2 \times a_s) \Rightarrow b \geq 290 + (2 \times 10) = 310 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prend } b = 540 \text{ mm}$$

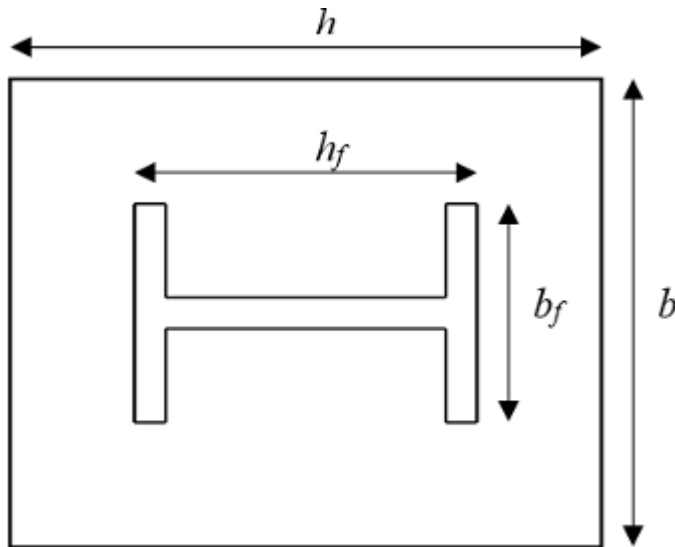


Figure 4 : Dimension de la platine

— **Epaisseur de la palatine :**

L'épaisseur de la platine est définie par la formule suivante :

$$t \geq U \sqrt{3\sigma} / \sigma_e$$

$$U = \frac{540-300}{2} = 120 \text{ mm}$$

$$\sigma = \frac{N}{ab} = \frac{890,77}{0,54 \times 0,54} = 3054,76 \text{ KN/m}^2 = 3,055 \text{ MPA}$$

$$t \geq 120 \sqrt{\frac{3 \times 3,055}{235}} = 23.7 \text{ mm}$$

Soit $t = 25 \text{ mm}$

U: Largeur en l'extrémité de la platine et le poteau.

Vérification de la contrainte de compression sur la semelle :

On doit vérifier que :

$$\sigma = 3,05 \text{ MPA} < \sigma_b = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 235 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c. Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux :

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable.

$$\begin{cases} N = 422,71 \text{ KN} \\ M = 5,66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On a : $b' = h + 2 \times c$

h : la hauteur de la section HEA 300 avec :

$$h = 290 \text{ mm}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

c : le débord, donné par : $c = (100 \text{ ou } 150) \text{ mm}$, on prend :

$$c = 100 \text{ mm}$$

$$p = 290 + 2 \times 100$$

$$p = 490 \text{ mm}$$

$$a = h + 2 \times c = 490 \text{ mm}$$

$$b = b + 2 \times c = 500 \text{ mm}$$

Les tiges d'ancrages sont dimensionnées à la traction simple, sous un effort de traction N_{st}

$$N_{st} = F = \frac{Nt}{n} + \frac{My}{3p} = \frac{422,71}{6} + \frac{5,66 \cdot 10^3}{3 \times 490}$$

$$F = 74,30 \text{ KN}$$

n : L'encrage est réalisé par 6 tiges.

N_t : Effort sollicitant de traction.

$$F \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4F}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq 20,06 \text{ mm}$$

Soit $\phi = 30 \text{ mm}$

d. Vérification de la tige d'ancrage au scellement :

$$N_a = 0,1 \times \left(1 + \frac{7 \times gc}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \times (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

$$l_1 = 20 \times \phi = 600 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2 \times \phi = 60 \text{ mm}$$

$$r = 3 \times \phi = 90 \text{ mm}$$

$$d_1 = 5 \times \phi = 150 \text{ mm}$$

gc : Dosage en ciment a 350 kg /m³

$$N_a = 99,61 \text{ KN}$$

$$N_a = 99,61 \text{ KN} > N_{st} = 74,30 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{11,33}{890,76} = 12,71 \text{ mm}$$

$$h = 290 \text{ mm}$$

$$e < \frac{h}{6} = 48,33 \text{ mm} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée}$$

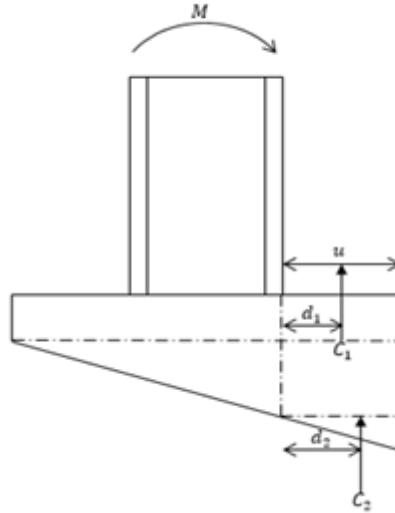
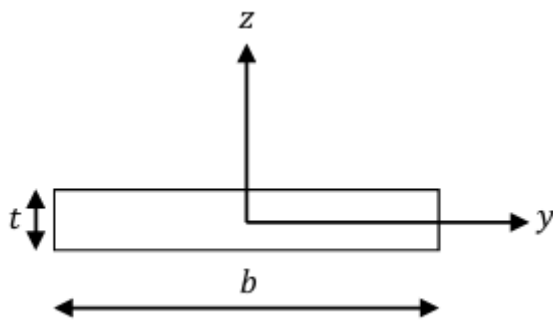


Figure 5: Distribution des contraintes sous la platine

Moment correspondant pour une bande unité [1 cm]:



$$M = C1 \cdot d1 + C2 \cdot d2$$

Avec :

$$d1 = \frac{u}{2} = \frac{120}{2} = 60 \text{ mm}$$

$$d2 = \frac{2}{3} u = \frac{2}{3} \times 120 = 80 \text{ mm}$$

$$C1 = \sigma_1 \times u \times b$$

$$C2 = (\sigma^{\max} - \sigma_1) \frac{u}{2} \times b$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{bh} + \frac{6M}{bh^2} = \frac{890,76}{0,54 \times 0,54} + \frac{6 \times 11,33}{0,54 \times 0,54^2} = 3,055 \text{ MPA}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{bh} = \frac{890,76}{0,54 \times 0,54} = 3,05 \text{ MPA}$$

$$C1 = 98,92 \text{ KN}$$

$$C2 = 0,162 \text{ KN}$$

$$M = 5,94 \text{ KN.M}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M \leq M_{\text{ely}} \Rightarrow M_{\text{ely}} = \frac{b \times t^2}{6} \times \frac{fy}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{\text{ely}} = \frac{540 \times 25^2}{6} \times \frac{0,235}{1} = 13,21 \text{ KN.M}$$

$$\Rightarrow M = 5,94 < M_{\text{ely}} = 13,21 \text{ KN.M} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre 8 :
Etude de L'infrastructure

VIII.1. Introduction :

Les éléments de fondation ont pour rôle de transmettre au sol les efforts provenant des éléments porteurs de la structure (tels que les poteaux, les murs et les palées). Cette transmission peut être :

- Directe, comme dans le cas des semelles superficielles ou des radiers, qui reposent directement sur le sol ;
- Ou bien indirecte, via des éléments intermédiaires, comme c'est le cas pour les semelles sur pieux.

Le dimensionnement des fondations dépend des conditions de résistance et de tassement admissible, en lien avec les caractéristiques physiques et mécaniques du sol.

Ce chapitre traite de la détermination des dimensions et du ferrailage des éléments de fondation, considérés comme des ouvrages en béton armé.

Dans le cas général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation (présumée horizontale) les efforts suivants :

- Un **effort normal vertical** ;
- Une **force horizontale**, pouvant résulter, par exemple, d'une action sismique ;
- Un **moment fléchissant** (ou couple), de grandeur variable, pouvant agir dans différents plans.

VIII.2. Détermination des sollicitations :

Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- **G + Q + E**
- **0.8G + Q**
RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

- **ELU** : $1.35G + 1.5Q$
- **ELS** : $G + Q$

VIII.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation repose principalement sur plusieurs facteurs clés, notamment :

- La capacité portante du sol d'assise,
- La distance entre les axes des poteaux,
- Les charges à transmettre au sol,
- Et la profondeur du sol porteur.

Pour déterminer la solution de fondation la plus adaptée à notre structure, une démarche progressive est suivie : on commence par vérifier la faisabilité des semelles isolées, puis celle

des semelles filantes. Si ces options s'avèrent inadaptées, on envisage alors la solution d'un radier général.

Remarque : L'étude de l'infrastructure se fait après la modalise avec l'élément adopter aux vérifications.

VIII.4. Vérification des semelles isolées :

N.B : pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

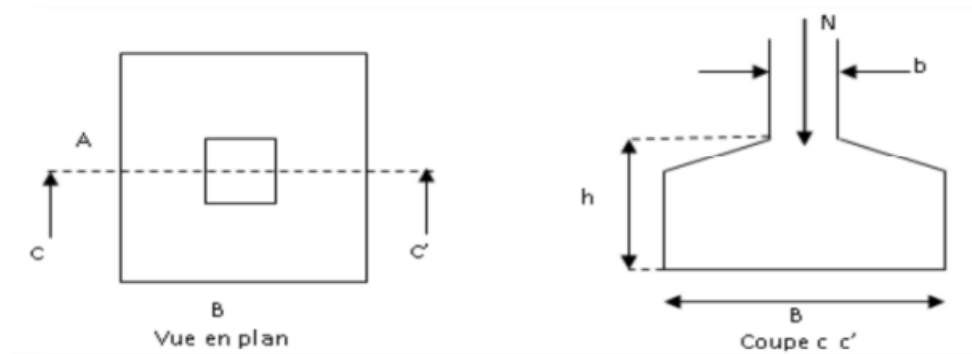
a. Dimensionnement :

Combinaison : G + Q

La plus grande valeur de charge apportée par le poteau égale à $N = 930.30 \text{ kN}$

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

Surface de la semelle $\sigma = \frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$



Avec :

N : effort transmis de la superstructure jusqu'à la base.

S : Surface d'appui sur le sol

σ_{sol} : La capacité portante du sol

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

$$S = A \times B = A^2$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{930.3 \times 10^2}{1.56} = 59634 \text{ cm}^2 \rightarrow B \geq 2.44 \text{ m}$$

Soit la semelle : $A = B = 2.5 \text{ m}$

b. Hauteur totale de la semelle :

$$h \geq \frac{B - b}{4} + 5 = h = \frac{250 - 90}{4} + 5 = 40 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

c. Vérification de la stabilité :

Combinaison : 0.8G + E

Pour que la semelle reste stable doit vérifier :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad \text{RPA2003(art 10.1.5)}$$

d. Poids de la semelle :

$$P_s = A \times B \times h \times \gamma \quad P_s = 2.5 \times 2.5 \times 0.45 \times 25 = 70.31 \text{ kN}$$

e. Effort normal total :

$$N_t = N + P_s$$

$$N_t = 930.3 + 70.31 \rightarrow N_t = 1000.61 \text{ kN}$$

$$E = \frac{M}{N_t} = \frac{28.57}{1000.61} = 0.028 < \frac{B}{4} = 0.63$$

f. Vérification des contraintes :

Combinaison : G + Q + E

$$N_t = 1000.61 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e}{B}\right) = \frac{1000.61 \times 10^3}{250 \times 250} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.028}{250}\right) = 1.6 \text{ bar} \geq \sigma_{sol} = 1.56 \text{ bar}$$

→ **non vérifier.**

Soit la semelle : A = B = 2.55 m → 1.54 bar ≤ 1.56 bar

g. Calcul du ferrailage : (ELU)

$$N = 1287,711 \text{ kN}$$

$$d_b = \frac{B - b}{4} = \frac{255 - 90}{4} = 41.25 \text{ cm}$$

$$d_a = \frac{A - a}{4} = \frac{255 - 90}{4} = 41.25 \text{ cm}$$

$$A_b = N \times \left(\frac{B - b}{8 \times d_b \times \sigma_s}\right) = 1287,711 \times \left(\frac{255 - 90}{8 \times 412.5 \times 348}\right) = 18.50 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{10HA16} = 20.11 \text{ cm}^2$$

$$A_a = N \times \left(\frac{A - a}{8 \times d_a \times \sigma_s}\right) = 1287,711 \times \left(\frac{255 - 90}{8 \times 412.5 \times 348}\right) = 18.50 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{10HA16} = 20.11 \text{ cm}^2$$

h. Schéma de ferrailage :

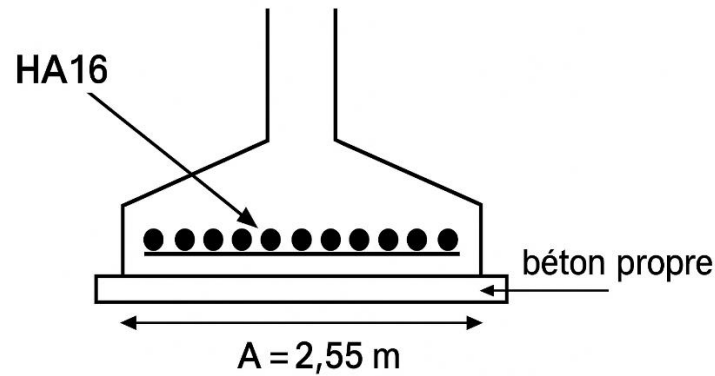


Figure 2 : ferraillage de la semelle

VIII.5. Étude des longrines :

a. Définition :

Les longrines sont des poutres de chaînage horizontal servant à s'opposer au tassement différentiel et aux déplacements relatifs horizontaux des fonctions lors d'un séisme, elles permettent la bonne répartition et la transmission des efforts. Les longrines doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale a :

$$N = \frac{N_{ax}}{15}$$

N_{ax} = la force axiale du poteau considéré

$$N_{ax} = 1287,71 \text{ kN}$$

b. Calcul du ferraillage :

$$N = \frac{N_{ax}}{15} = \frac{1287,71}{15} = 85.84 \text{ kN}$$

- **Calcul les armatures longitudinales :**

$$A = \frac{N_{ax}}{\sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{85.84 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 2.466 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales :**

D'après **RPA2003**, le ferraillage doit être de la section totale.

$$A_{min} = 0.6 \% \times (b \times a) ; \text{ on prend : } S = (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

$$A_{min} 7.20 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{min} ; A) = 7.20 \text{ cm}^2$$

Soit : $5T_{14} = 9.23 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales : On prend des cadres $\emptyset 6$

$$St \leq \text{Min} (20 \text{ cm}, 15\Phi)$$

$$St \leq \text{Min} (20 \text{ cm}, 21 \text{ cm})$$

On prend : $St = 20 \text{ cm}$

VIII.6. Ferrailage du fût :

Les fondations sont ancrées à $D = 2,3 \text{ m}$, l'assemblage platine massif doit être au-dessus du sol. Donc on prévoit un poteau en B. A (fut) de dimension $(90 \times 90) \text{ cm}^2$. Le fût est soumis à un effort normal et un effort tranchant plus un moment .il est sollicité en flexion composée. Le fût est soumis à des sollicitations suivantes : (ELU)

$$Mu = 41,22 \text{ kN.m}$$

$$Nu = 1287,71 \text{ kN}$$

$$V = 63,16 \text{ kN}$$

- Ferrailage :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{41.22}{1287,71} \times 100 = 3.2 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.9}{6} \times 100 = 15 \text{ cm}$$

$\frac{h}{6} > e \rightarrow Nu$ (compression) et C en dehors de la section

\rightarrow Section partiellement comprimée

Donc ; le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} .

• Calcul de M_{ua} :

$$M_{ua} = Mu + Nu \times (d - \frac{h}{2})$$

$$= 41.22 + 1287,71 \times (2.05 - \frac{0.9}{2}) = 2101.55 \text{ kN.m}$$

• Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{2101.55}{900 \times 2100^2 \times 14.2} \times 10^6 = 0.037$$

$$\mu_{bu} = 0.037 < \mu_l = 0.39 \rightarrow A' = 0$$

• Calcul de A_1 :

$$A_1 = \frac{Mu}{Z \times f_{st}}$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times a) \text{ avec : } a = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.040$$

$$Z = 2100 \times (1 - 0.4 \times 0.04) = 2066.4 \text{ mm}$$

$$A_1 = \frac{41.22 \times 10^6}{2066.4 \times 348} = 57.32 \text{ mm}^2$$

- **Calcul de A :**

$$A = A_1 - \frac{Nu}{f_{st}} = 57.32 - \frac{1287,71 \times 10^3}{348} = -36.42 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de A_{\min} :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 900 \times 2100 \times \frac{2.1}{400} = 22.82 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec A_{\min} , le choix de la section est : $A_{\min} = \mathbf{24HA12} = 24.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Armatures transversales :**

Soit trois cadres $\Phi 10$ et des épingles de diamètre $\Phi 8$ dont l'espacement max est donné par le RPA

- **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2} 10\phi_1 \right) = 16 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 12 \text{ cm}$$

- **Schéma de ferrailage :**

VIII.7. Vérification de la stabilité d'ensemble :

Après avoir et vérifié les éléments de la structure à la résistance, et à la stabilité, on doit aussi s'assurer de la stabilité d'ensemble.

La stabilité de la structure est assurée si le rapport suivant est vérifié :

$$\frac{M_{st}}{M_r} \geq 1$$

Avec : M_{st} : Moment stabilisateur

M_r : Moment de renversement

- a. **Déterminations des forces renversantes :**

- 1. **Cas du vent :**

- **Vent perpendiculaire à la façade principale (sens V1) :**

Les valeurs des forces renversantes ainsi que les moments de renversements sur chaque niveau sont données dans les tableaux suivants : (voir l'étude climatique).

- Pour un $C_{pi} = 0,21$ (RDC)

Zone	D	E
$\sum (q_i \times s_i)(kn)$	39,49	-34,13
$Z_j(m)$	3,96	3,96
$M_{RZj}(kN.m)$	156,38	-135,15

Tableau1 : Sollicitations sous $C_{pi} = 0,21$

La somme des moments renversants pour C_{pi} = est : $\sum M_{Ri} = 21,23 \text{ kN.m}$

- Pour un $C_{pi} = -0,164$ (1^{er} Etage)

Zone	D	E
$\sum (q_i \times s_i)(kn)$	148,1	-20,89
$Z_j(m)$	7,92	7,92
$M_{RZj}(kN.m)$	1172,95	-156,45

Tableau2 : Sollicitations sous $C_{pi} = -0,164$

La somme des moments renversants pour C_{pi} = est : $\sum M_{Ri} = 1016,5 \text{ kN.m}$

- Pour un $C_{pi} = -0,143$ (2^{eme} Etage)

Zone	D	E
$\sum (q_i \times s_i)(kn)$	235,68	-39,27
$Z_j(m)$	11,88	11,88
$M_{RZj}(kN.m)$	2799,88	-466,53

Tableau3 : Sollicitations sous $C_{pi} = -0,143$

La somme des moments renversants pour C_{pi} = est : $\sum M_{Ri} = 2333,35 \text{ kN.m}$

La somme des moments renversant sous **V1** : $M_{R1} = 3371,08 \text{ kN.m}$

- Vent parallèle à la façade principale (sens V2) :

- Pour un $C_{pi} = 0,746$ (RDC)

Zone	D	E
$\sum (q_i \times s_i)(kn)$	3,62	-70,08
$Z_j(m)$	3,96	3,96
$M_{RZj}(kN.m)$	14,34	-277,51

Tableau4 : Sollicitations sous Cpi =0,746

La somme des moments renversants pour Cpi = est : $\sum MRi = -263,17 \text{ kN.m}$

- Pour un Cpi = -0,089 (1^{er} Etage)

Zone	D	E
$\sum (qi \times si)(kn)$	136,57	-32,41
Zj(m)	7,92	7,92
MRZj(kN.m)	1081,63	-256,69

Tableau5 : Sollicitations sous Cpi =-0,089

La somme des moments renversants pour Cpi = est : $\sum MRi = 824,94 \text{ kN.m}$

- Pour un Cpi =-0,122 (2^{eme} Etage)

Zone	D	E
$\sum (qi \times si)(kn)$	230,47	-44,52
Zj(m)	11,88	11,88
MRZj(kN.m)	2737,98	-528,9

Tableau6 : Sollicitations sous Cpi =-0,122

La somme des moments renversants pour Cpi = est : $\sum MRi = 2209,08 \text{ kN.m}$

La somme des moments renversant sous V2 : $M_{R1} = 2770,85 \text{ kN.m}$

- Vent parallèle à la façade principale (sens V3) :

- Pour un Cpi = -0,27 (RDC)

Zone	D	E
$\sum (qi \times si)(kn)$	77,68	-2
Zj(m)	3,96	3,96
MRZj(kN.m)	307,61	-7,92

Tableau7 : Sollicitations sous Cpi =-0,27

La somme des moments renversants pour Cpi = est : $\sum MRi = 299,69 \text{ kN.m}$

- Pour un Cpi = -0,164 (1^{er} Etage)

Zone	D	E
$\sum (qi \times si)(kn)$	148,1	-20,89
Zj(m)	7,92	7,92
MRZj(kN.m)	1172,95	-165,45

Tableau8 : Sollicitations sous Cpi =-0,164

La somme des moments renversants pour Cpi = est : $\sum MRi = 1007,5$

- Pour un Cpi = -0,228 (2^{ème} Etage)

Zone	D	E
$\sum (qi \times si)(kn)$	256,97	-18
Zj(m)	11,88	11,88
MRZj(kN.m)	3052,80	-231,84

Tableau9 : Sollicitations sous Cpi = -0,228

La somme des moments renversants pour Cpi = est : $\sum MRi = 2820,96 \text{ kN.m}$

La somme des moments renversant sous V3 : $MR1 = 4128,15 \text{ kN.m}$

- Vent parallèle à la façade principale (sens V4) :

- Pour un Cpi = -0,28 (RDC)

Zone	D	E
$\sum (qi \times si)(kn)$	72,36	-1,34
Zj(m)	3,96	3,96
MRZj(kN.m)	286,54	-5,35

Tableau10 : Sollicitations sous Cpi = -0,28

La somme des moments renversants pour Cpi = est : $\sum MRi = 281,19 \text{ kN.m}$

- Pour un Cpi = -0,261 (1^{er} Etage)

Zone	D	E
$\sum (qi \times si)(kn)$	156,08	-12,90
Zj(m)	7,92	7,92
MRZj(kN.m)	1236,15	-102,17

Tableau11 : Sollicitations sous Cpi = -0,261

La somme des moments renversants pour Cpi = est : $\sum MRi = 1133,98 \text{ kN.m}$

- Pour un Cpi = -0,304 (2^{ème} Etage)

Zone	D	E
$\sum (qi \times si)(kn)$	275,97	-1
Zj(m)	11,88	11,88
MRZj(kN.m)	3278,52	-11,88

Tableau12 : Sollicitations sous Cpi = -0,304

La somme des moments renversants pour Cpi = est : $\sum MRi = 3266,64 \text{ kN.m}$

La somme des moments renversant sous **V4** : $M_{R1} = 4681,81 \text{ kN.m}$

2. Cas de séisme

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau sol-fondation. Les valeurs suivantes sont tirées à partir du **ETABS**.

$F_z(\text{kN})$	$M_x(\text{kN.m})$	$M_y(\text{kN.m})$
41,92	1406,42	7080,38

Tableau13 : Sollicitations sous E

$$M_{R/x-x} = M_x + F_z \times Y_G = 1406,42 + 41,92 \times 9,14 = 1789,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/y-y} = M_y + F_z \times X_G = 7080,38 + 41,92 \times 8,93 = 7454,73 \text{ KN.m}$$

➤ Détermination des forces stabilisatrices :

$P_{str}(\text{kN})$	$M_x(\text{kN.m})$	$M_y(\text{kN.m})$
6888,18	62572,38	96423,14

Tableau14 : Sollicitations sous G + Q + E

$$P_{(total)} = P_{semelle} + P_{dallage} + P_{structure} = 70,31 + 1249,92 + 6888,18 = 8208,41 \text{ KN}$$

$$M_{st/x-x} = P_{(total)} \times Y_G = 8208,41 \times 9,14 = 75024,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{st/y-y} = P_{(total)} \times X_G = 8208,41 \times 8,93 = 73301,10 \text{ KN.m}$$

			$M_R (\text{KN.m})$		$M_{st} (\text{KN.m})$		OBS
			/XX	/YY	/XX	/YY	
Cas Du Vent	Vent perpendiculaire sur YY	Principale et postérieure	/	7454,73	/	73301,10	Vérifier
	Vent perpendiculaire sur XX	Principale et postérieure	1789,57	/	75024,87	/	Vérifier
Cas du séisme			8208,41	75024,87	0.8Mst	0.8Mst	Vérifier
					60019.89	58640.88	

Vérification au renversement de la structure

Comparaison entre les moments renversants et les moments stabilisateurs :

• Conclusion :

D'après les résultats du tableau ci-dessus, on remarque que le rapport $M_{st}/M_R > 1$.

Donc la structure est stable vis-à-vis de l'action sismique et du vent.

Conclusion générale :

Notre mémoire porte sur l'étude d'un bloc administratif en charpente métallique, de type R+2, destiné à un usage bureaux.

Bien que nous ne puissions prétendre avoir surmonté toutes les difficultés liées à la construction métallique, ce travail nous a tout de même permis d'approfondir nos connaissances dans ce domaine et de nous familiariser davantage avec ses enjeux techniques. Il nous a également donné envie d'explorer encore plus loin ce vaste univers du génie civil.

Le bâtiment, de par ses dimensions et sa configuration en R+2, est exposé à différents phénomènes naturels. Nous avons donc procédé à une vérification des effets de la neige et du vent. En effet, l'action combinée du vent (qui peut générer des effets vibratoires) et des charges sismiques peut avoir des conséquences graves sur une structure. Il était donc essentiel d'analyser la résistance du bâtiment à l'ensemble de ces sollicitations.

En génie civil, le contreventement joue un rôle fondamental : c'est un système destiné à assurer la stabilité globale de la structure face aux efforts horizontaux (comme le vent ou les séismes), mais aussi à renforcer localement certains éléments (comme les poutres ou poteaux) contre des phénomènes comme le flambage ou le déversement. Dans notre cas, nous avons dû augmenter les sections des profilés utilisés pour les contreventements en X, afin de garantir un bon comportement de la structure et de répondre aux exigences du RPA.

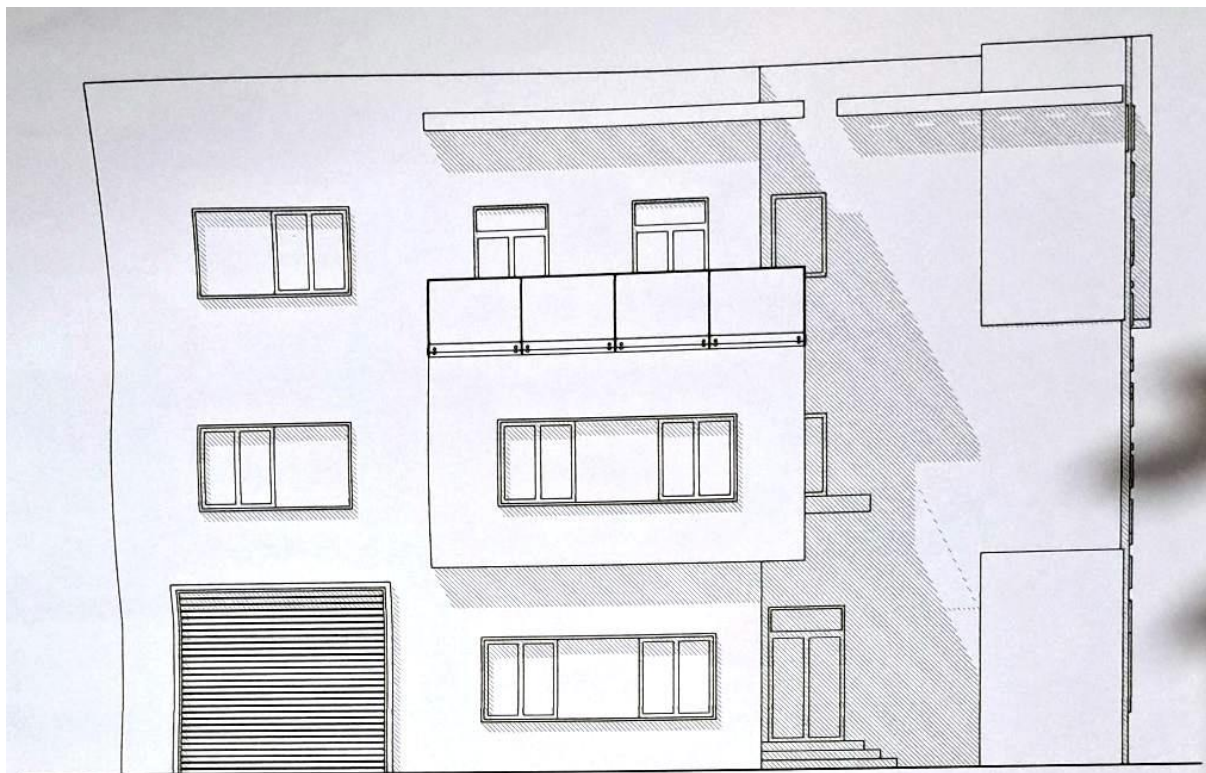
Par ailleurs, les vérifications des assemblages, ainsi que le dimensionnement des fondations, nous ont permis de mieux appréhender les aspects pratiques du génie civil. Nous avons opté pour des semelles isolées sous les poteaux, avec des dimensions de 2,55 m × 2,55 m.

Enfin, cette première expérience nous a permis de constater à quel point l'utilisation d'outils informatiques comme le logiciel ETABS est un véritable atout. Ce type de logiciel facilite grandement l'analyse et le calcul des structures, à condition bien sûr de maîtriser les principes fondamentaux des sciences de l'ingénieur.

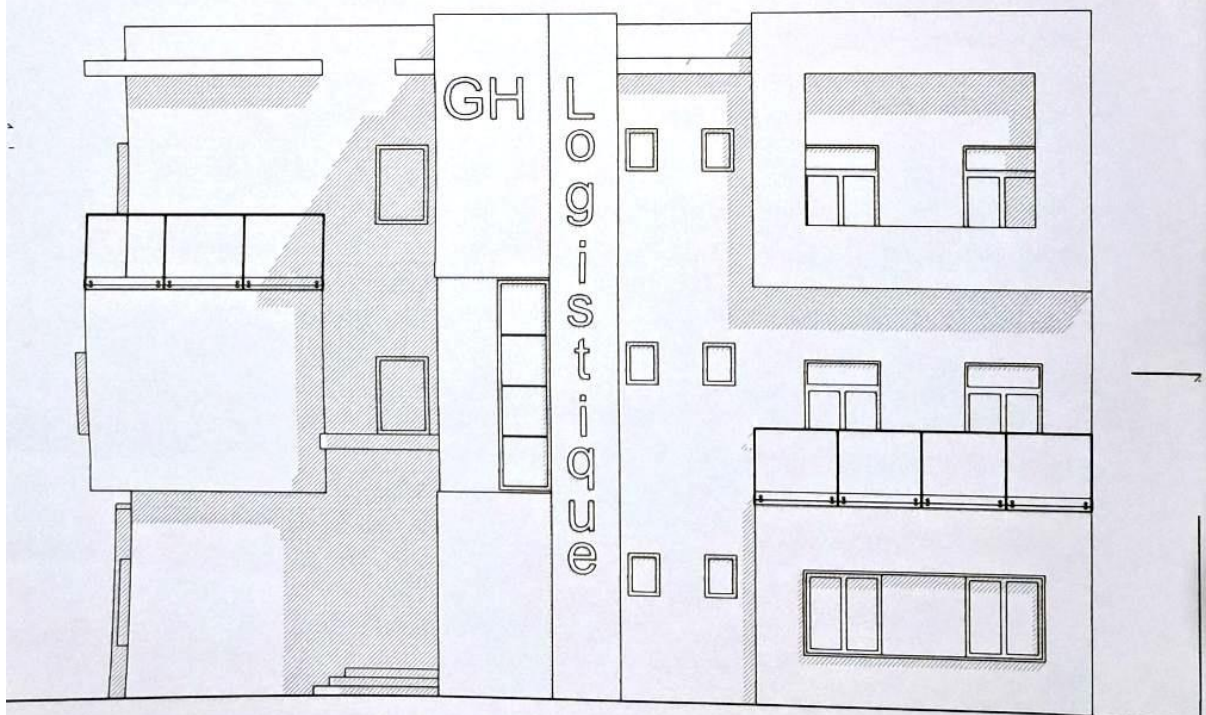
Bibliographie :

Les références bibliographiques

- (1) BAEL 91, Béton Armé aux Etats Limites,
- (2) EUROCODE 3 ; Calcul des éléments résistants d'une construction métallique.
- (3) DTR.C- 2-47, Règlement neige et vent « RNV Version 2013 ».
- (4) DTR.B.C-2-48, Règles Parasismiques Algériennes « RPA99 Version 2003 », Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger
- (5) EUROCODE 1, Bases de calcul et action sur les structures.
- (6) Jean Morel : Calcul des Structures métalliques selon EC3
- (7) Cours de 1er année master et 3eme année Génie civil.

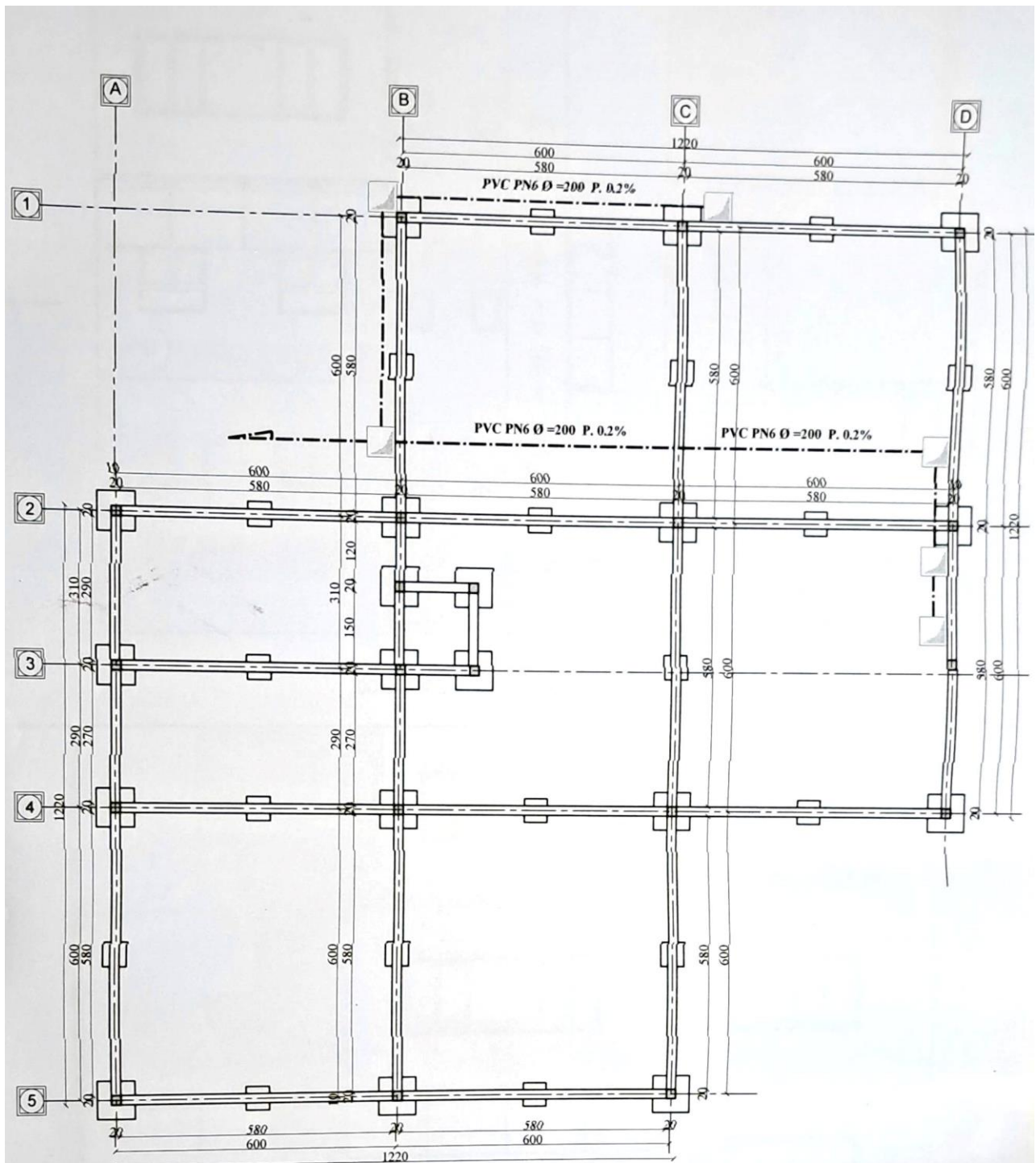


FAÇADE PRINCIPALE Ech: 1/100



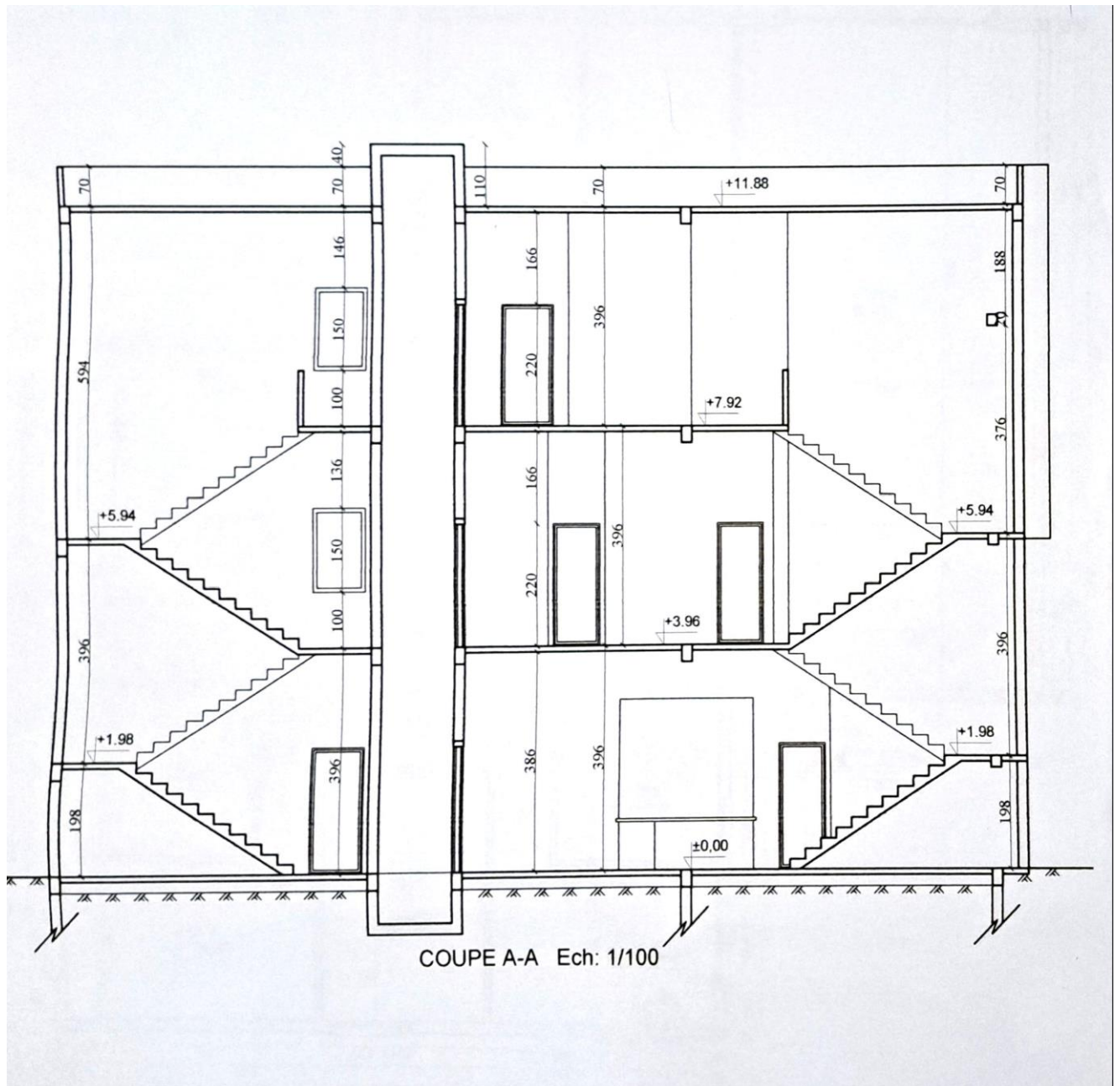
FAÇADE LATÉRALE Ech: 1/100

Annexe :

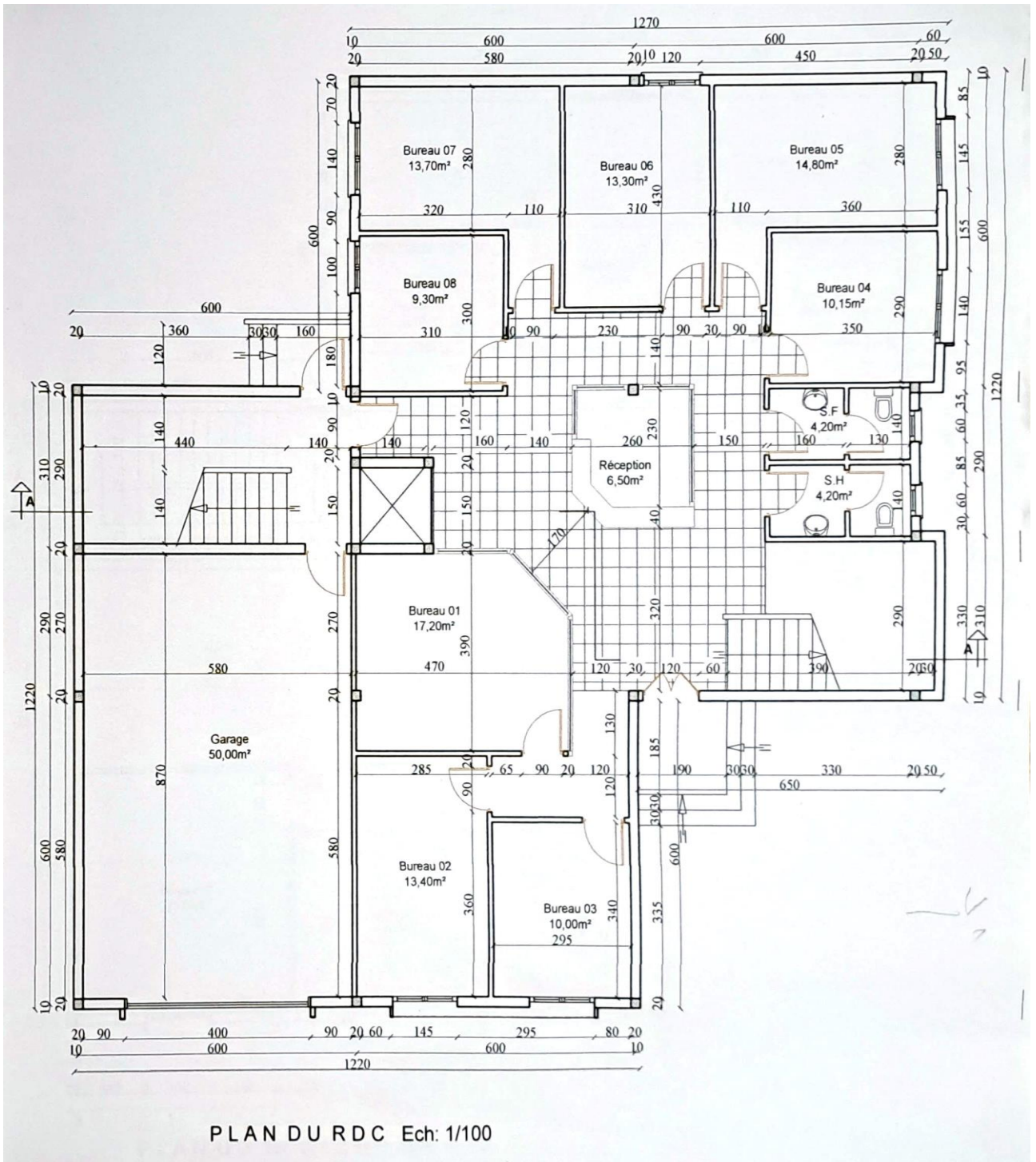


PLAN DE FONDATION Ech: 1/100

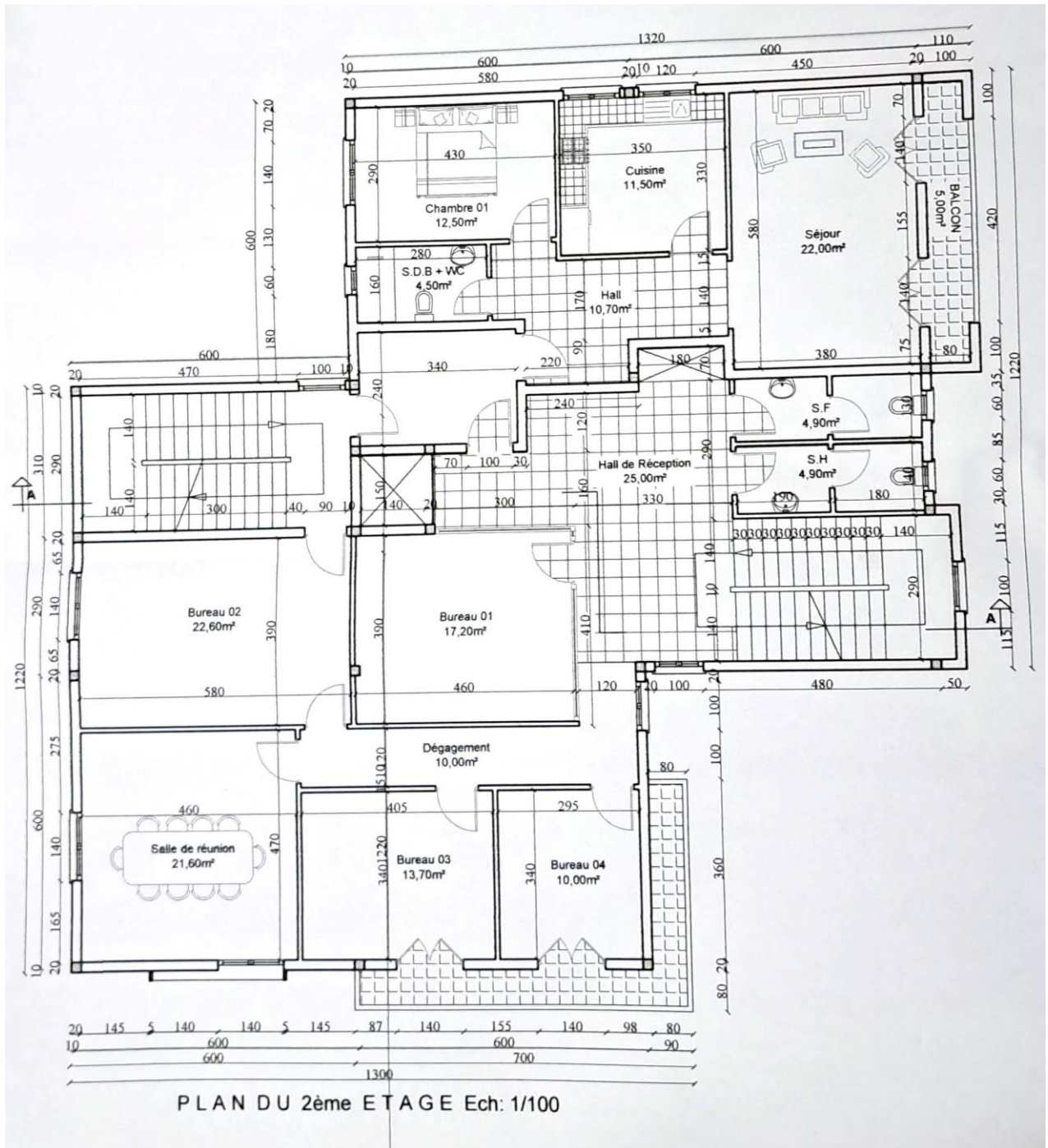
Annexe :



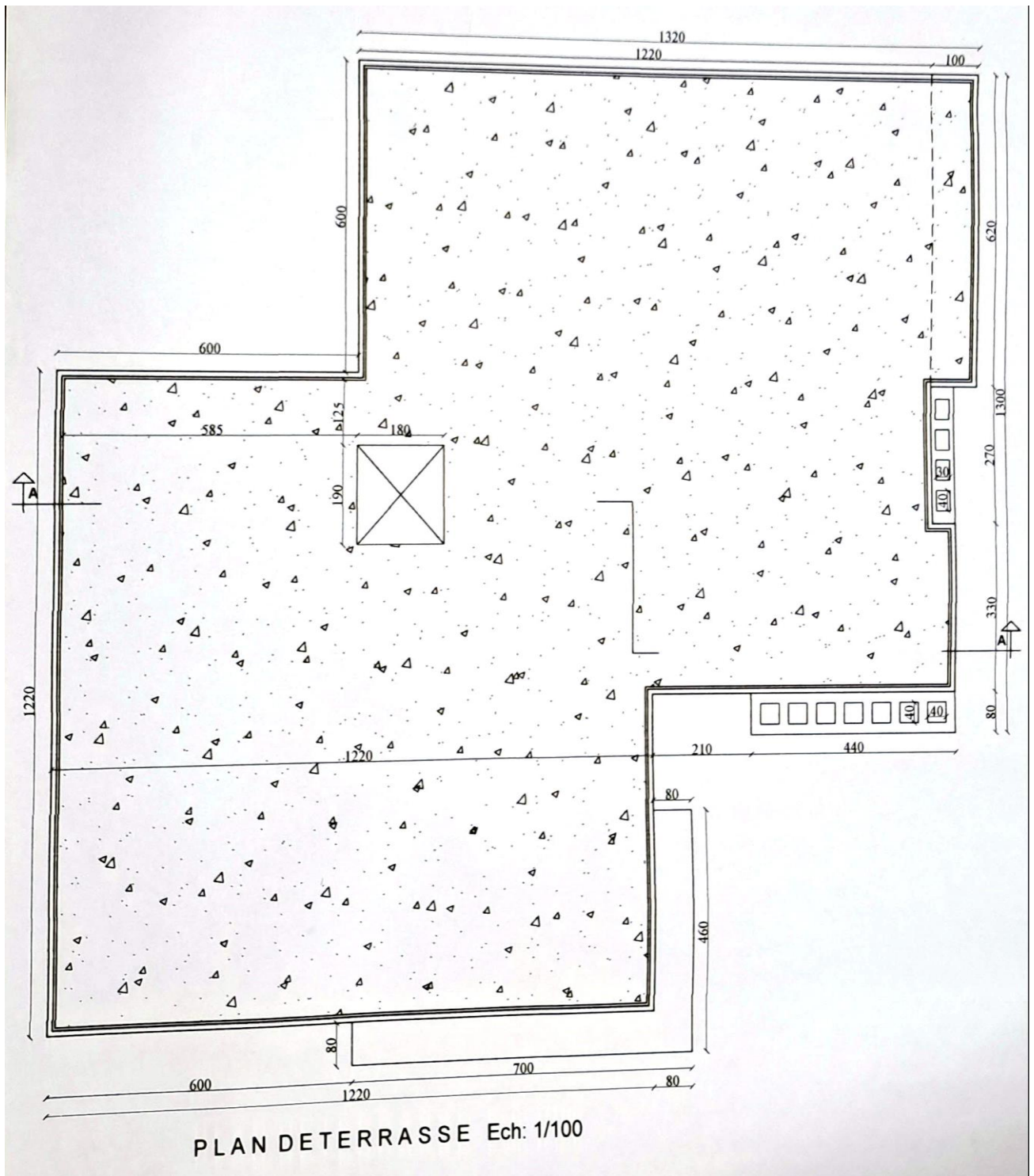
Annexe :



Annexe :



Annexe :



Annexe :

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexe :

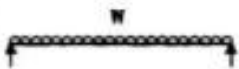
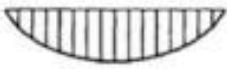



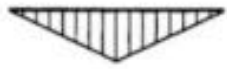
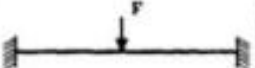

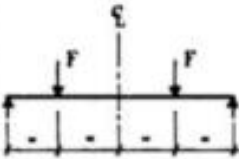

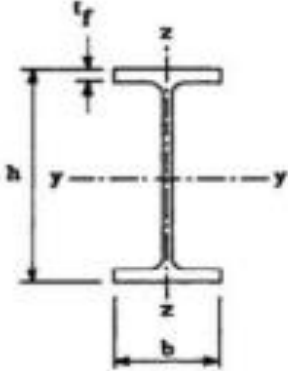
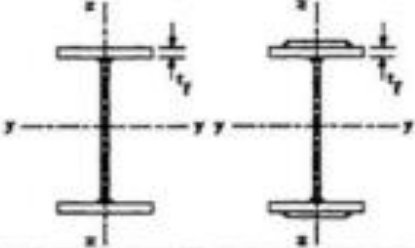

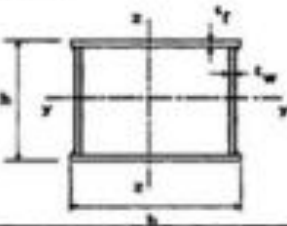

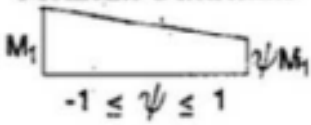
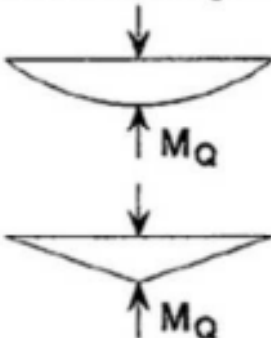
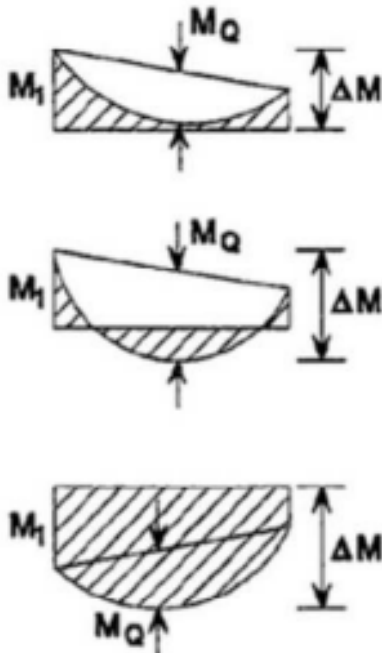
Tableau F.1.2 Coefficients C_1, C_2 et C_3, pour différentes valeurs de k, dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$: $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h/b \leq 1,2$: $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c
*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2			

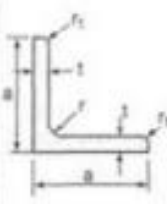
Annexe :

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = Max M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Annexe :

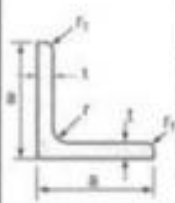
Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Annexe :

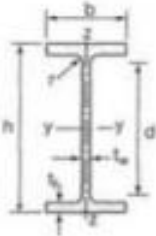
Laminées marchands usuels												
MATIERE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul				
								Axe yy = Axe zz				
	a	a	e	r	r ₁	P	A	d	I _y = I _z	I _y /d _y = I _z /d _z	I _y = I _z	
	a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _y = I _z	W _{el,y} = W _{el,z}	I _y = I _z	
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
CORNIÈRES À AILES ÉGALES (suite)	L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86
	L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84
	L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82
	L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81
	L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80
	L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75
	L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99
	L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98
	L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97
	L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96
	L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94
	L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16
	L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13
	L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12
	L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10
	L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32
	L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,06	45,83	8,41	2,29
	L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28
	L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27
	L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25
	L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49
	L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45
	L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44
	L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44
	L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43
	L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41
	L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76
	L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75
	L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74
	L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73
	L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72
	L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71
	L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70

7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS

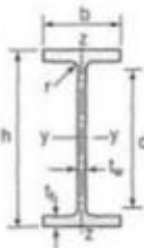
d'après doc. OTUA

MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
		Dimensions					Masse par mètre P	Aire de la section A	Caractéristiques de calcul			
		a	a	e	r	r ₁			Axe yy = Axe zz			
		a	a	t	r	r ₁	P	A	d	$I_x = I_y$	$I_x/d_x = I_y/d_y$	$I_x = I_y$
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm
CORNIÈRES À AILES ÉGALES	L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59
	L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75
	L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74
	L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72
	L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90
	L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90
	L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89
	L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88
	L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06
	L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05
	L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04
	L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22
	L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21
	L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20
	L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19
	L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38
	L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37
	L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35
	L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35
	L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34
	L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54
	L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54
	L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51
	L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50
	L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49
	L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48
	L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66

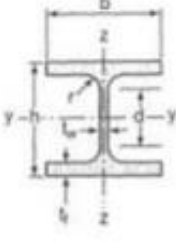
Annexe :

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
IPE		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
	IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5
	IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8
	IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5
	IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4
	IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0

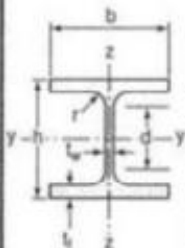
Annexe :

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034											
		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{v2}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
IPE (suite)	IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
	IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
	IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
	IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
	IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
	IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
	IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
	IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
	IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
	IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
	IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
	IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
	IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32
	IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,06
	IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87
	IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24	
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42	

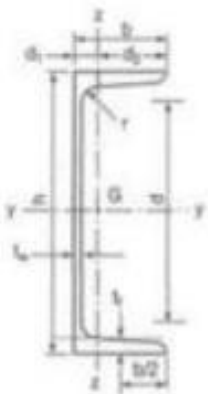
Annexe :

Poutrelles									
MATIERE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
HEA		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2
	HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3
	HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4
	HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8
	HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3
	HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8
	HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3
	HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8
	HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8
	HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3
	HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5
	HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4
	HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5
	HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8
	HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0
	HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0
	HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5
	HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8
	HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5
	HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6
	HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5
	HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8
	HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5
	HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	346,8

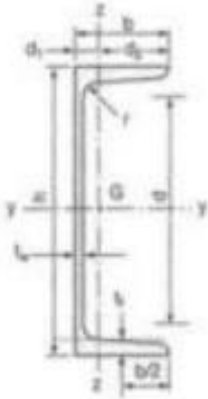
Annexe :

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{wz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{wy}	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
HEA (suite)	HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24
	HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99
	HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	55,6	3,52	84,8	24,8	8,13
	HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19
	HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80
	HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98
	HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46
	HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55
	HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,6	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37
	HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10
	HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17
	HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	8985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97
	HEA 340	27693,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20
	HEA 360	33089,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82
	HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04
	HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76
	HEA 500	86974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27
	HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	148,9	351,54
	HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81
	HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30
	HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89
	HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87
	HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77
	HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41

Annexe :

Poutrelles												
MATIERE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
UPN	 <p>Inclinaison des ailes : $h \leq 300$: 8 % $h > 300$: 5 %</p>											
	Profils	Dimensions							Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		h	b	a	e	r	r ₁	h ₁	P	A	d ₁	d ₂ = v _y
		h	b	t _w	t _f	r	r ₁	d	P	A	d ₁	d ₂ = v _z
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	4,00	47	8,7	11,0	1,45	3,05
	UPN 100	100	50	6,0	8,5	8,5	4,50	64	10,6	13,5	1,55	3,45
	UPN 120	120	55	7,0	9,0	9,0	4,50	82	13,3	17,0	1,61	3,89
	UPN 140	140	60	7,0	10,0	10,0	5,00	96	16,0	20,4	1,76	4,24
	UPN 160	160	65	7,5	10,5	10,5	5,50	116	18,9	24,0	1,84	4,86
	UPN 180	180	70	8,0	11,0	11,0	6,00	133	21,9	27,9	1,92	5,06
	UPN 200	200	75	8,5	11,5	11,5	6,50	151	25,2	32,2	2,01	5,49
	UPN 220	220	80	9,0	12,5	12,5	6,50	167	29,4	37,4	2,14	5,86
	UPN 240	240	85	9,5	13,0	13,0	7,00	185	33,2	42,3	2,23	6,27
	UPN 260	260	90	10,0	14,0	14,0	7,50	201	37,9	48,3	2,36	6,64
	UPN 280	280	95	10,0	15,0	15,0	8,00	216	41,9	53,4	2,53	6,97
	UPN 300	300	100	10,0	16,0	16,0	8,00	231	46,1	58,8	2,70	7,30

Annexe :

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques										
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-202 Tolérances : NF A 45-210									
UPN (suite)	 <p>Inclinaison des ailes : $h < 300$: 8 % $h > 300$: 5 %</p>									
	Profil	Caractéristiques de calcul								Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_y/v_x	I_y	-	-	I_y	I_x/v_y	I_x	
		I_y	W_{elx}	I_x	W_{ely}	A_{ex}	I_x	W_{ely}	I_y	
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	
	UPN 80	106	26,5	3,1	31,8	5,10	19,4	6,4	1,33	2,16
	UPN 100	206	41,2	3,9	49,0	6,46	29,3	8,5	1,47	2,81
	UPN 120	364	60,7	4,6	72,6	8,80	43,2	11,1	1,59	4,15
	UPN 140	605	86,4	5,5	103,0	10,41	62,7	14,8	1,75	5,68
	UPN 160	925	116,0	6,2	138,0	12,60	85,3	18,3	1,89	7,39
	UPN 180	1350	150,0	7,0	179,0	15,09	114,0	22,4	2,02	9,55
	UPN 200	1910	191,0	7,7	228,0	17,71	148,0	27,0	2,14	11,90
	UPN 220	2690	245,0	8,5	292,0	20,62	197,0	33,6	2,30	16,00
	UPN 240	3600	300,0	9,2	358,0	23,71	248,0	39,6	2,42	19,70
	UPN 260	4820	371,0	10,0	442,0	27,12	317,0	47,7	2,56	25,50
	UPN 280	6280	448,0	10,9	532,0	29,28	399,0	57,2	2,74	31,00
	UPN 300	8030	535,0	11,7	632,0	31,77	495,0	67,8	2,90	37,40

1. 1 / - LITHOLOGIE :

il ressort que le terrain est de formation alluvionnaire très hétérogène dans son extension verticale et horizontale surmonté par une couverture de remblai (de 0,30 à 2,80m d'épaisseur) , l'existence de lentille de sable lâche qui occupe presque toute la totalité du terrain mais atteint sa puissance vers la rive de l'Oued, rend le site vulnérable par rapport à la liquéfaction (ce qui a été vérifié), par endroit l'existence de banc gréseux très altéré récupéré en blocs ; qui sont intercalé avec des sable à argile sableuse, le tout repose sur un le substratum d'argile marneuse, noirâtre à vaseuse.

2/ - PORTANCE :

Suite aux résultats obtenus, et en considérant :

- la nature lithologique de sol
- l'importance de l'ouvrage
- Les tassements instantanés pourront se produire dans les formations pulvérulentes , et seront absorbés dès la mise en charge du sol au cours des travaux.

nous retenons pour la suite ces critères de dimensionnement :

- ✓ les fondations devraient être *superficielle*
- ✓ La couche de *alluvionnaire fine argileu sablo-graveleuse brunâtre*, sera la formation d'assise des fondations.
- ✓ Les semelles seront ancrées à une profondeur de **2.3m** de la côte actuelle du terrain naturel.
- ✓ La contrainte admissible retenue à ce niveau d'ancrage est de l'ordre de $\sigma_{adm} = 1.56\text{bars}$.

Pour les tours :

- ✓ Les fondation seront de type *fondation profonde* .

Annexe :

- ✓ La couche de *d'argile marneuse noirâtre*, sera la formation d'assise des fondations.
- ✓ L'ancrage des pieux , donnera un fut de 18m à partir de la côte terrassée (à 3,50m).
- ✓ La contrainte admissible retenue pour des pieux de 18m de longueur:

Diametre du pieux (mm)	Charge Nominale ELS (tonne)	Taux de travail en ELS (Bars)
φ 800	176.15	12.58
φ 1 000	255.85	18.27
φ 1 200	349.81	24.98

3/- DISPOSITION CONSTRUCTIVES POUR LA PERENNITE DES OUVRAGES

- ✓ Le niveau de la nappe est à -5,65,m , il est prévue de prendre des précautions à court et long terme :
 - Il est impératif d'assurer que l'eau de nappe ne s'infilte pas au niveau des joints au droit des sous-sols .
 - Un ponpage en continue peut être nécessaire au cours des travaux en période de haute crues.
- ✓ En vu du risque sismique modéré la zone d'étude et pour garantir la pérennité de l'ouvrage il est à retenir ce qui suit:
 - Respecter le reglement parasismique de la zone IIa selon le RPA99/2003.
 - Le site est classé en S3 , afin de prévoir le risque l'amplification de l'onde sismique.
- ✓ Terrassement se feront par temps sec.
- ✓ Un soutènement provisoire est à envisager , pour assurer la stabilité au cours des travaux.
- ✓ d'un endroit à un autre une variation d'agressivité il est plus sécurisé pour parer au risque d'agressivité sulfatique de considéré le terrain niveau XA2 (environnement agressif) pour le béton armé hydraulique. Ceci ne nécessite l'utilisation d'un ciment de type CRS (ciment résistant aux sulfates), néanmoins les bétons devront être fabriqués suivant les règles de l'art et doivent être compacts par leurs qualités intrinsèques.

Annexe :

Conformément aux dispositions prévues dans la norme EN 206-1 ou son équivalente la NA 16 002.

4/- STABILITE DU SITE:

Compte tenu des caractéristiques géotechniques des formations superficielles et leur sensibilité à l'eau, et les terrassements qui vont être réalisés et pour une meilleure stabilité du site alors ;

- ✓ les fouilles ne doivent pas dépasser les 1,50m au maximum. Seulement il est impératif de stabiliser les parois des fouilles de fondation par des soutènements bien étudiés;
- ✓ pour , se conformer à l'instruction ministérielle n°004 en date du 07 septembre 2017. pour parer tout risque d'effondrement, ou prévoir une pente de terrassement plus adaptée nous vous proposons une pente de 2/1(proche à l'angle de frottement).
- ✓ Afin d'estimer les poussées derrière un ouvrage de soutènement, nous vous conseillons de prendre les caractéristiques géotechniques selon ce modèle géotechnique de la zone d'étude:

Formation	Epaisseur (m)	γ_d (KN/m ³)	γ_h (KN/m ³)	γ' (KN/m ³)	$\phi' (^{\circ})$	C' (KPa)	$\phi (^{\circ})$	C (KPa)
Remblai	0,30 à 2,80	15	16	-	6,67	3,30	10,00	5
Alluvions fines	4,50-8,50	16,20	19,70	10,04	18,25	27	27,38	27
Alluvions Grossières	1,5-5,3	17,20	20,00	10,66	17,11	51	25,66	77
Lentille de sable fin argilo-limoneux	2,60-14,20	15	18,40	9,30	21,68	26	32,52	39
Argile marnreuse noirâtre	Apparaît à partir de 12,50 à 16,50	19	20,30	11,78	16,81	51	25,22	77

- ✓ L'action de l'eau étant défavorable sur un écran de soutènement, un drainage suffisant afin d'éviter l'accumulation d'eau en arrière le voile.
- ✓ Nous attirons l'attention des responsables du projet sur la nécessité de vérifier la stabilité au renversement du soutènement, dont les paramètres suivants devront être pris en compte :

- efforts horizontaux et verticaux ;
- profondeur d'ancrage de fondation ;
- géométrie de l'ouvrage de soutènement ;

