

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان -

Université Abou bekr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En : Génie Civil

Spécialité : Constructions Métalliques et Mixtes

Par : BENMANSOUR IMANE & BRAHIM FATIMA.

Sujet :

Étude d'une structure métallique mixte d'un show room (R+3) en zone de moyenne sismicité (RPA 99 / 2003)

Devant les jury composé de :

Mr. BABA-AHMED
Mr. I. MAMI SMAIL
Mr. N. KAZI-TANI

Président
Examineur
Encadreur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي
خَلَقَ السَّمَوَاتِ وَالْأَرْضَ
وَالَّذِي يُرِيهِمْ آيَاتِهِ
وَالَّذِي يُخْرِجُ النَّوْمَ
وَالَّذِي يُخْرِجُ النَّوْمَ
وَالَّذِي يُخْرِجُ النَّوْمَ

Dédicace

Avant tous je remercie le bon DIEU de nous à voir donnée le courage et la force d'arriver la

Je dédie cet ouvrage

A ma maman qui m'a soutenu et encouragé durant ces années d'études.

Qu'elle trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

A ma sœur qui a toujours était a mes coté et encourager

A ma famille, mes proches et à ceux qui me donnent de l'amour et de la vivacité.

A tous mes amis qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès.

BENMANSOUR IMANE

Dédicace

*Avant tous je remercie le bon DIEU de nous à voir donnée le courage et la force
d'arriver là.*

Je dédie cet ouvrage

A ma maman qui m'a soutenu et encouragé durant ces années d'études.

Qu'elle trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit.

*Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a
toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.*

*A mes amie de m'avoir beaucoup aidée dans mon parcours, et à qui je souhaite
plus de succès.*

BRAHIM FATIMA

Remerciements

Nous adressons nos plus sincères sentiments de reconnaissance et de remerciement envers DIEU, de nous avoir donné la force, le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail.

Nous remercions de tous nos cœurs, nos chères mères pour leurs sacrifice , leurs aide ,encouragement et tous les bienfaits qu'ils nous ont accordés pendant tout notre cursus .

Nous tenons à exprimer nos loyaux remerciements à notre encadreur monsieur KAZI-TANI NABIL pour son aide et son sérieux ainsi que toute personne qui nous a aidée dans ce modeste travail, nous remercions aussi les membres du jury monsieur BABA AHMED et monsieur MAMI SMAIL qui nous ont fait l'honneur d'examiner ce travail.

Nous remercions également tous nos enseignants durant tout notre cursus .

BENMANSOUR IMANE & BRAHIM FATIMA

Résumé

Notre travail de fin d'étude consiste à faire une étude d'un showroom des produits alimentaires R+3 en charpente métallique et en béton, il se situe à la wilaya d'Oran, commune El Kerma.

Ce projet est élaboré par plusieurs étapes : après la présentation générale du projet on a fait une évaluation des charges et une étude climatique (neige et vent) selon le règlement « RNV 99 V20013 », ensuite on a fait un pré dimensionnement des éléments porteurs et après les vérifier avec un dimensionnement afin de les garder ou les remplacer pour assurer la sécurité de la structure. L'étude du plancher mixte selon le règlement (L'Eurocode 4), ensuite l'étude sismique selon le règlement parasismique (RPA99 V2003), après l'étude des assemblages selon l'eurocode3 et enfin l'étude de l'infrastructure selon le code (BAEL91)

Mot clés : charpente métallique, showroom, plancher mixte.

التلخيص

يتمثل مشروع التخرج لدينا في إجراء دراسة صالة عرض للمنتجات الغذائية طابق الأرضي +3 من الصلب و الخرسانة، يقع في ولاية وهران، بلدية الكرمة

تم تطوير هذا المشروع على عدة مراحل: بعد العرض العام للمشروع، تم إجراء تقييم للأحمال ودراسة مناخية وفقاً لقاعدة "RNV 99 V20013"، ثم تم تحديد أبعاد العناصر الحاملة مسبقاً وبعد ذلك فحصها بأبعاد من أجل الاحتفاظ بها أو استبدالها لضمان سلامة الهيكل. دراسة الأرضية المختلطة حسب اللوائح (Eurocode 4)، ثم الدراسة الزلزالية حسب لوائح الزلازل (RPA99 V2003)، بعد دراسة التجمعات وفقاً لمعيار Eurocode 3 وأخيراً دراسة البنية التحتية وفقاً للكود (BAEL91)

الكلمات المفتاحية: هيكل معدني، صالة عرض، أرضية مختلطة

Abstract

Our graduation project consists in carrying out a study of a showroom of R + 3 food products in a metal frame and concrete, it is located in the wilaya of Oran, municipality of El Kerma.

This project is developed in several stages: after the general presentation of the project, an assessment of the loads and a climatic study was carried out according to the "RNV 99 V20013" rule, then the load-bearing elements were pre-dimensioned and afterwards checked with a dimensioning in order to keep or replace them to ensure the safety of the structure. the study of the mixed floor according to the regulations (Eurocode 4), then the seismic study according to the earthquake regulations (RPA99 V2003), after the study of the assemblies according to Eurocode 3 and finally the study of the infrastructure according to the code (BAEL91)

Keywords: metal frame, showroom, mixed floor

Liste Des Notations

Les charges :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

N : surcharge climatique de la neige.

V : surcharge climatique du vent.

La caractéristique d'un profilé en I ou H :

b : la longueur de la semelle.

d : hauteur de l'âme.

h : hauteur de profilé.

t_w : Epaisseur de l'âme de profilé.

t_f : Epaisseur de la semelle de profilé.

Majuscule latines :

A : section brute d'une pièce.

A_{net} : Section nette de pièce.

A_w : section de l'âme.

A_v : aire de cisaillement.

C_t : coefficient topographique.

C_r : coefficient de rugosité.

C_e : coefficient d'exploitation.

C_d : coefficient dynamique.

E : module d'élasticité.

F : force générale.

G : module d'élasticité transversale.

I : moment de flexion

M : moment de flexion.

M_{sd} : moment fléchissant sollicitant.

Liste des Notations

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

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

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

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

N_{sd} : effort normal sollicitant.

$N_{t,sd}$: effort normal de traction.

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

R : coefficient de compression de la structure.

T : la période propre.

V_{sd} : valeur de calcul de l'effort tranchant.

W_{pl} : module de résistance plastique.

W : poids de la structure.

Minuscule latine :

f : La flèche.

f_y : Limite d'élasticité.

h : hauteur de pièce.

L : longueur d'une pièce (poteau –poutre).

L_f : Longueur de flambement.

t : épaisseur d'une pièce.

Z : hauteur au-dessus de sol.

Z_0 : paramètre de rugosité.

$Z_{\acute{e}q}$: Hauteur équivalente.

Minuscule grecques :

χ : Coefficient de réduction pour mode de flambement approprié.

β : L'amortissement effectif de l'isolateur FPS.

β_w : Facteur de corrélation.

λ : Élançement.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ_{LT} : Élançement de déversement.

Liste des Notations

α : Facteur d'imperfection.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_c : Contrainte de l'acier.

σ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

μ : Coefficient de forme de la charge de neige.

Indice :

adm : admissible.

eff : effective.

m : moyenne.

fr : frottement.

réf : référence.

max : maximum.

min : minimum.

corresp : correspondante.

e : externe.

i : interne.

x : sens x.

y : sens y.

Table des matières

DÉDICACE.....	I
REMERCIEMENTS.....	III
LISTE DES NOTATIONS	V
TABLE DES MATIÈRES	VIII
INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
1. INTRODUCTION :.....	3
2. OBJECTIF :.....	3
3. LOCALISATION DU SITE ET IMPLANTATION :.....	4
3.1. Description de l'ouvrage :.....	4
3.2. Caractéristiques géométriques :.....	5
3.3. Les règlements techniques utilisés :.....	5
4. LOGICIELS UTILISÉS :.....	5
5. MATÉRIAUX DE CONSTRUCTIONS :.....	6
5.1. Acier de construction :.....	6
5.2. Béton armé :.....	6
6. CONCLUSION :.....	7
CHAPITRE II : ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES.....	8
1. INTRODUCTION :.....	9
2. CHARGE PERMANENTES G :.....	9
2.1. Les planchers :.....	9
3. CHARGE D'EXPLOITATION :.....	12
4. LES CHARGES CLIMATIQUES :.....	12
4.1. Introduction :.....	12
4.2. Calcul de la charge de neige :.....	12
4.3. Charge du vent :.....	13
5. CONCLUSION :.....	24
CHAPITRE III : PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS.	25
6. INTRODUCTION :.....	26
1. LES FLÈCHES LIMITES :.....	26
2. LES SOLIVES :.....	26
2.1. Prédimensionnement des solives du plancher terrasse :.....	26
2.2. Pré dimensionnement des solives du planché courant :.....	28
3. PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES PRINCIPALES :.....	28
3.1. Pré dimensionnement des poutres principales terrasse inaccessible :.....	28
3.2. Pré dimensionnement des poutres principales étage courant :.....	31
4. CONCLUSION :.....	32
CHAPITRE IV : ÉTUDE DE PLANCHER MIXTE.....	33
1. INTRODUCTION :.....	34

Table des Matières

2.	CALCULE DE LA DALLE COLLABORANT :	34
3.	VÉRIFICATION DE LA TÔLE :	34
3.1.	Phase de construction :	34
3.2.	Phase final :	35
4.	ÉTUDE DES CONNECTEURS :	39
4.1.	Introduction :	39
4.2.	Choix de connecteurs :	40
4.3.	Vérification de la résistance du connecteur :	40
5.	L'ACROTÈRE :	42
5.1.	Introduction :	42
5.2.	Caractéristique géométrique de l'acrotère :	42
5.3.	Calcule au séisme :	43
5.4.	Sollicitations agissent sur l'acrotère :	43
6.	CONCLUSION :	46
CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES.		47
1.	INTRODUCTION :	48
2.	DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS PRINCIPAUX :	48
2.1.	Poutre principale :	48
2.2.	Dimensionnement des poteaux :	53
2.3.	Dimensionnement des contreventements (2UPN120) :	57
2.4.	Solive :	60
2.5.	Dimensionnement de l'escalier :	61
2.6.	Dimensionnement du limon :	65
3.	CONCLUSION :	68
CHAPITRE VI : ÉTUDE SISMIQUE		69
1.	INTRODUCTION :	70
2.	CLASSIFICATION :	70
3.	LES MÉTHODES DE CALCUL UTILISÉS :	70
3.1.	méthode statique équivalente:	71
3.2.	Méthode modale spectrale :	71
4.	ESTIMATION DE LA PÉRIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE :	73
5.	ÉTUDE DYNAMIQUE :	74
5.1.	Principe :	74
5.2.	Résultat de calcule :	74
5.3.	Les raiponces modales de la structure	77
5.4.	Résultat de l'analyse dynamique :	80
5.5.	Vérification des déplacements	80
6.	CONCLUSION :	82
CHAPITRE VII : LES ASSEMBLAGES		83
1.	INTRODUCTION :	84
2.	PRINCIPES D'ASSEMBLAGE :	84
3.	MODE D'ASSEMBLAGE :	84
3.1.	Les boulonnage :	85

Table des Matières

3.2. Les soudage :.....	85
4. CALCUL DES ASSEMBLAGES :	85
4.1. Assemblages (poteau HEA 450-traverse HEA 400) :.....	85
4.2. Assemblage poteau- poteau :	92
4.3. Assemblage poutre –solive :.....	96
4.4. Assemblage contreventement :	98
5. CONCLUSION :.....	100
CHAPITRE VIII : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE	101
1. LES PIEDS DE POTEAUX :	102
1.1. Introduction :.....	102
1.2. Dimensionnement de la plaque d'assise :.....	103
1.3. Vérification de la résistance de pied de poteau :.....	105
2. FONDATION :	112
2.1. Introduction :.....	112
2.2. Type de fondation :.....	112
2.3. Etude de la semelle :.....	112
2.4. Calcul des longrines :.....	114
CONCLUSION GÉNÉRALE	116
BIBLIOGRAPHIE	118
ANNEXES.....	119

Liste des Figures

FIGURE I. 1 : LOCALISATION DU SITE DU PROJET	4
FIGURE I. 2: MODÉLISATION DE SHOWROOM (EL KARMA – ORAN).	5
FIGURE II. 1 : PLANCHER ÉTAGE COURANT	10
FIGURE II. 2 : PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE	10
FIGURE II. 3 : SCHÉMA DE L'ACROTÈRE.	11
FIGURE II. 4 : VENT SUR LES COTES DE LA STRUCTURE.	14
FIGURE II. 5: SUBDIVISION DU BÂTIMENT POUR LA DÉFINITION DE LA HAUTEUR DE RÉFÉRENCE.	15
FIGURE II. 6 : MODÈLE SIMPLIFIÉ DE LA STRUCTURE	17
FIGURE II. 7 : VALEUR DE CPE POUR LES PAROIS VERTICALES DE V1.	19
FIGURE II. 8: COEFFICIENTS DE PRESSION INTÉRIEURE C_{pi} DES BÂTIMENTS SANS FACE DOMINANTE.	20
FIGURE II. 9 : VALEUR DE CPE POUR LES PAROIS VERTICALES DE V2.	22
FIGURE II. 10 : COEFFICIENTS DE PRESSION INTÉRIEURE C_{pi} DES BÂTIMENTS SANS FACE DOMINANTE.	23
FIGURE III. 1 : SCHÉMA DES SOLIVES	27
FIGURE III. 2 : SCHÉMA STATIQUE DE LA POUTRE PRINCIPALE.	30
FIGURE IV. 1 : LES COMPOSANTS D'UN PLANCHER MIXTE (ACIER-BÉTON).....	34
FIGURE IV. 2: DIMENSIONNEMENT DE LA TÔLE NERVURÉE COFRAPLUS60	35
FIGURE IV. 3 : LONGUEUR EFFICACE DE LA DALLE	36
FIGURE IV. 4: DIMENSIONNEMENT DES CONNECTEURS	39
FIGURE IV. 5: DIMENSIONS DE LA TÔLE ET DES CONNECTEURS.....	40
FIGURE IV. 6 : ESPACEMENT ENTRE GOUJON	42
FIGURE IV. 7 : LA FORME GÉOMÉTRIQUE DE L'ACROTÈRE	42
FIGURE IV. 8: FORCE APPLIQUÉE SUR L'ACROTÈRE	43
FIGURE IV. 9 : DISPOSITION DES ARMATURE DANS L'ACCROTÈRE.....	46
FIGURE V. 1 : COURBE DE FLAMBEMENT.....	55
FIGURE V. 2 : LES CONSTITUENT D'UN ESCALIER.	62
FIGURE V. 3: ESCALIER A DEUX VOLER PARALLÈLE.....	65
FIGURE V. 4: DESCENTE DES CHARGE SUR L'ESCALIER	66
FIGURE VI. 1 : DIAGRAMME DE SPECTRE DE RÉPONSE SUIVANT LE PIGNON.	75
FIGURE VI. 2 : DIAGRAMME DE SPECTRE DE RÉPONSE SUIVANT LE LONG-PAN	76
FIGURE VI. 3 : 1 ^{ER} MODE TRANSLATION DE LA STRUCTURE À T=0,72 S SUIVANT Y	77
FIGURE VI. 4 : 2 ^{ÈME} MODE TRANSLATION DE LA STRUCTURE À T=0,69 S SUIVANT X.....	78
FIGURE VI. 5: 3 ^{ÈME} MODE DE ROTATION DE LA STRUCTURE À T=0,57 S SUIVANT Z	79

Table des Matières

FIGURE VII. 1 : ASSEMBLAGE POTEAU –TRAVERSE	86
FIGURE VII. 2 : ASSEMBLAGE PAR SOUDURE POUTRE-PLATINE	87
FIGURE VII. 3 : COUVRE JOINT POTEAU -POTEAU	92
FIGURE VII. 4 : ASSEMBLAGE POUTRE SOLIVE	96
FIGURE VII. 5 : ASSEMBLAGE CONTREVENTEMENT	98
FIGURE VIII. 1 : ASSEMBLAGE PIED DE POTEAU ENCASTRÉ.....	102
FIGURE VIII. 2 : ASSEMBLAGE PIED DE POTEAU ENCASTRÉ.....	103
FIGURE VIII. 3 : PARAMÈTRE GÉOMÉTRIQUE POUR LE TRONÇON EN T ÉQUIVALENT TENDU....	107
FIGURE VIII. 4: LONGUEUR D'ALLONGEMENT DU BOULON D'ENCRAGE	109
FIGURE VIII. 5: DIMENSIONNER DE LA SEMELLE ISOLÉE.....	113
FIGURE VIII. 6: FERRAILLAGE DES LONGRINE	115

Liste des Tableaux

TABLEAU I. 1 : VALEURS NOMINALES DE f_y ET f_u	6
TABLEAU II. 1: HAUTEUR DE RÉFÉRENCE.....	15
TABLEAU II. 2 : VALEURS DES PRESSIONS DYNAMIQUES.....	17
TABLEAU II. 3 : LES VALEURS C_{pe} POUR LES PAROIS VERTICALES DE BÂTIMENTS À BASE RECTANGULAIRE DE V_1	18
TABLEAU II. 4 : LES VALEURS DES PRESSIONS WZ_j (V_1 ET V'_1).....	20
TABLEAU II. 5 : LES VALEURS C_{pe} POUR LES PAROIS VERTICALES DE BÂTIMENTS À BASE RECTANGULAIRE DE V_2	21
TABLEAU II. 6 : LES VALEURS DES PRESSIONS WZ_j (V_2 ET V'_2).....	23
TABLEAU III. 1: VALEUR RECOMMANDÉ POUR LA FLÈCHE VERTICALE.....	26
TABLEAU III. 2 : CHARGE DE LA POUTRE PRINCIPALE	30
TABLEAU III. 3: CHARGE DE LA POUTRE PRINCIPALE	31
TABLEAU III. 4 : LES CHARGES REPRÉSENTÉES PAR LES POTEAUX.....	32
TABLEAU IV. 1 : CARACTÉRISTIQUE GÉOMÉTRIQUE DES GOUJON A TÊTE.....	40
TABLEAU V. 1 : CARACTÉRISTIQUE DU PROFILÉ HEB 400.....	49
TABLEAU V. 2 : CARACTÉRISTIQUE DU PROFILÉ HEA 450	54
TABLEAU V. 3 : TABLEAU D'IMPERFECTION	55
TABLEAU V. 4 : CARACTÉRISTIQUE DU PROFILÉ UPN120.....	58
TABLEAU VI. 1 : FACTEUR DE QUALITÉ.....	72
TABLEAU VI. 2 : RÉSULTANTE DES FORCES SISMIQUE A LA BASE.....	74
TABLEAU VI. 3 : DONNÉES DU SPECTRE DE RAIPONCE	74
TABLEAU VI. 4 : LES PÉRIODES ET LES FACTEURS DE PARTICIPATION MASSIQUE.....	80
TABLEAU VI. 5 : DÉPLACEMENTS RÉSULTANTS SUIVANT X	81
TABLEAU VI. 6: DÉPLACEMENTS RÉSULTANTS SUIVANT Y.....	81
TABLEAU VI. 7 : JUSTIFICATION VIS-À-VIS DE L'EFFET P- Δ SENS X (PIGNON).....	82
TABLEAU VI. 8: JUSTIFICATION VIS-À-VIS DE L'EFFET P- Δ SENS Y(LONG-PAN).....	82
TABLEAU VIII. 1 : CARACTÉRISTIQUES DU BOULON.....	104
TABLEAU VIII. 2 : MODE DE RUINE POUR UN TRONÇON EN T TENDUE.....	108

Introduction Générale

Introduction Générale

Une charpente métallique est une structure généralement en acier. Composée d'éléments usinés en atelier et assemblés sur le chantier, elle constitue une alternative économique et pratique à la charpente traditionnelle. Elle nécessite cependant un certain nombre de compétences techniques pour sa conception, ce qui peut expliquer qu'elle ait longtemps été réservée aux sites industriels et aux bâtiments de grande ampleur.

Aujourd'hui, la charpente métallique commence à s'implanter dans la construction de logements et de maisons individuelles, où elle permet la réalisation d'une grande variété de formes.

Dans notre projet de fin d'étude, on a un showroom de produit alimentaire R+3 , et pour faire son étude, on doit mettre en pratique les connaissances acquises pendant le cursus universitaire tout en respectant les différents règlements dirigeant les principes de conception et de calcul d'ouvrage (RNV2013,RPA99VERSION2003 ,L'EUROCODE , BAEL) .

Notre travail est structuré de la manière suivante :

- Chapitre 1 : présentation globale de la structure.
- Chapitre 2 : évaluation des charges et une étude climatique
- Chapitre 3 : pré dimensionnement
- Chapitre 4 : dimensionnement des éléments porteur de la structure
- Chapitre 5 : l'étude du plancher mixte
- Chapitre 6 : calcul des éléments secondaires.
- Chapitre 7 : l'étude du séisme
- Chapitre 8 : l'assemblage
- Chapitre 9 : l'infrastructure et on a achevé par une conclusion générale.

Et on a achevé par une conclusion générale qui va synthétiser notre travail.

Chapitre I :

Généralités

1. Introduction :

La construction métallique est un domaine de la construction du génie civil qui s'intéresse à la construction d'ouvrages en métal et plus particulièrement en acier.

L'acier contient des avantages et quelques inconvénient.

✓ Principaux avantages :

La charpente métallique présente de nombreux avantages, parmi lesquels sa simplicité de mise en œuvre et les possibilités techniques qu'elle offre :

- mise en œuvre rapide : les éléments sont produits en usine, sur plans, et seul l'assemblage est effectué sur le chantier, ce qui permet un gain de temps considérable ;
- facilité du montage : il existe des charpentes en kit pour tous ceux qui veulent pratiquer l'auto-construction. Cette solution ne convient évidemment pas à de grandes charpentes, nécessitant des engins de levage. Dans ce cas, il faudra faire appel à une entreprise spécialisée dans l'assemblage de charpentes métalliques ;
- une solution économique : la charpente métallique permet un gain financier d'environ 10% sur une charpente traditionnelle
- des frais d'entretien pour ainsi dire inexistant
- une charpente durable et robuste, tout en étant légère ;
- une solution écologique, puisque contrairement au bois, la charpente métallique n'a pas à être imprégnée de fongicide.

✓ Les inconvénients :

L'inconvénient majeur de la charpente métallique est son peu de résistance au feu, dans la mesure où la structure est déformée par les températures élevées. Elle nécessite donc un traitement d'ignifugation.

2. Objectif :

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil à l'Université Aboubakr Belkaid« Tlemcen », nous sommes amenés, à la fin de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études. L'objectif de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle à la fois

scientifique et technique. Il rassemble donc toutes les qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien.

Notre travail consiste à faire une étude d'une structure métallique mixte d'un show-room (R+3) tout en respectant les plans architecturaux .

3. Localisation du site et Implantation :

Cette structure est localisée dans la région d'El Karma wilaya d'Oran, d'après le règlement parasismique Algérien RPA 99version2013[2] dont la zone de sismicité moyenne (II_b), L'altitude = 95 m.

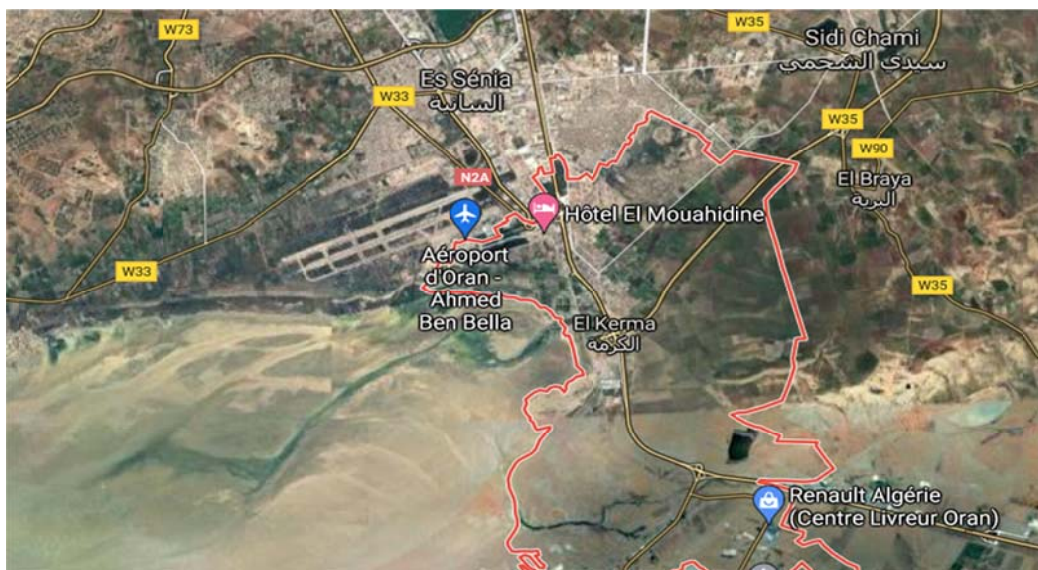


Figure I. 1 : localisation du site du projet

3.1. Description de l'ouvrage :

Notre ouvrage c'est une structure métallique mixte un show-room R+3 :

L'ouvrage se compose de :

- RDC : contient un parking de stationnement de voitures, Halle d'exposition , atelier, aire de stockage ,bureaux de réception et service d'expédition.
- MEZZANINE, 1^{er} et 2^{ème} étages: contiennent des bureaux administratifs.
- Le 3^{ème} niveau représente une terrasse inaccessible

3.2. Caractéristiques géométriques :

- Hauteur totale du bâtiment = 12.92 m.
- Hauteur entre plancher = 3.40 m.
- Hauteur de l'acrotère = 0.6 m.
- Longueur totale = 69.75 m.
- Largeur totale = 63.55 m.

3.3. Les règlements techniques utilisés :

- **CCM97** : Règles de calcul des constructions en acier.
- **Eurocode 3** : calculs des structures en acier.
- **Eurocode 4** : conception et dimensionnement des structures mixtes.
- **DTR BC2.2** : document technique règlement (charge permanentes et charges d'exploitation) .
- **RPA99/2003** : Règles Parasismiques Algériennes version 2003.
- **RNV99 version 2013** : Règles définissant les effets de la neige et du vent.

4. Logiciels utilisés :

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional.
- Autodesk Autocad.

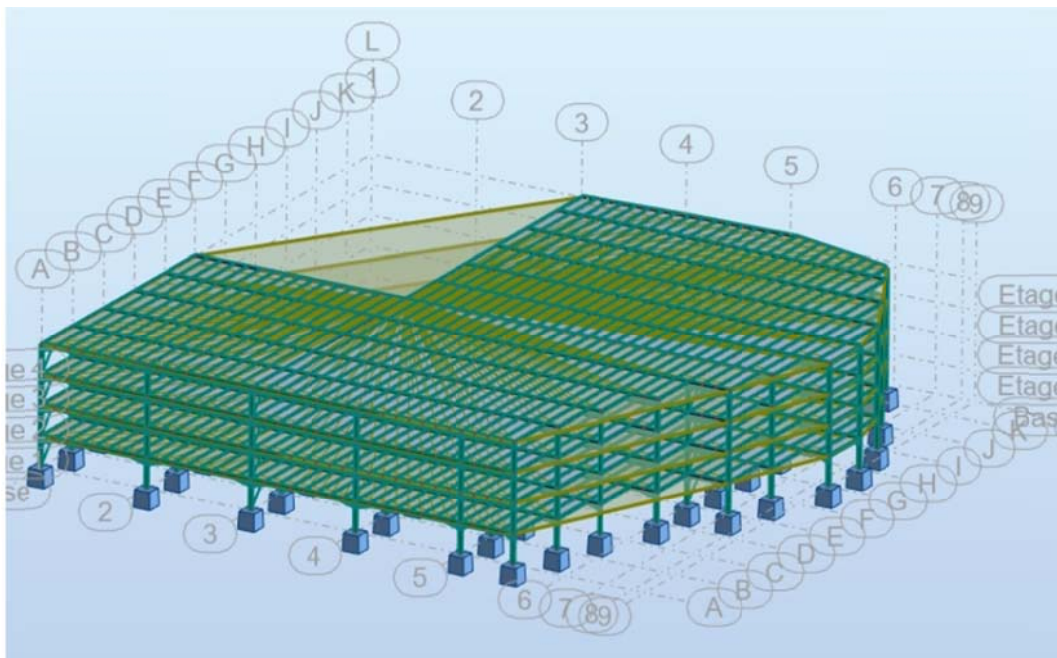


Figure I. 2: Modélisation de Showroom (EL KARMA – Oran).

5. Matériaux de constructions :

5.1. Acier de construction :

Les caractéristiques mécaniques de différentes nuances d'acier (cf. tableau 3.1 [3]), les aciers utilisés en showroom sont de différents types et nuances par rapport aux caractéristiques mécaniques qu'il représente .

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40mm$		$40mm \leq t \leq 100mm$	
	$f_y(N/mm^2)$	$f_u(N/mm^2)$	$f_y(N/mm^2)$	$f_u(N/mm^2)$
Fe360	235	360	215	340
Fe430	275	430	255	410
Fe510	355	510	355	490

Tableau I. 1 : Valeurs nominales de f_y et f_u .

Les caractéristiques mécaniques de l'acier utilisé sont les suivantes :

- Nuance d'acier: Fe360.
- La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.
- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa.
- La masse volumique : $\rho = 7850$ Kg/m³
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000$ MPa.
- Module de cisaillement : $G = 81000$ MPa.

5.2. Béton armé :

Béton utilisé la réalisation des dalles et infrastructures : est dosé à 350 kg/m³ et pour de béton propreté 150 kg/m³.

Les caractéristiques du béton :

- La caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25$ MPa
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1$ MPa
- Poids volumique : $\rho = 2500$ Kg/ m^3
- Module d'élasticité : $E = 32000$ N/mm².

6. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté l'objectif de notre travail, la localisation du site et son implantation ainsi que les différents logiciels utilisés et le règlement suivi, enfin nous avons conclu avec les matériaux utilisés.

Chapitre 11 : Évaluation des charges et surcharges

1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation et des effets climatiques.

Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage ; Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions .

- Charges d'exploitation (charges utiles à la mise en service de l'ouvrage).
- Charges permanentes (poids propre des éléments constituant).
- Action climatique (neige et vent).

2. Charge permanentes G :

Elle comprend non seulement le poids propre des éléments structuraux principaux et secondaires, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que la couverture et le bardage.

Elles sont données dans les documents techniques règlementaire (DTR BC 2.2 chaque permanentes et charges d'exploitation).

2.1. Les planchers :

2.1.1. Plancher étage courant :

✓ Dalle en béton armé($t=12\text{cm}$)	3KN/m ²
✓ Tole nervurée	0,11KN/m ²
✓ Mortier de pose (2cm)	0,36KN/m ²
✓ Revêtement carlage (2cm)	0,40KN/m ²
✓ Lit de sable (2cm)	0,34KN/m ²
✓ Faux plafond (2cm)	0,20 KN/m ²

$$G_{\text{étage}}=4,41\text{KN/m}^2$$

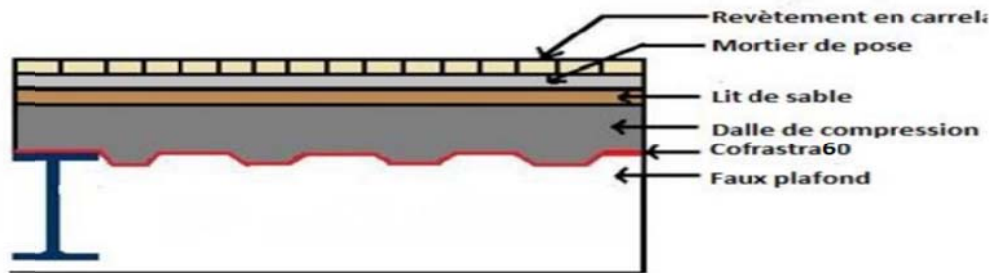


Figure II. 1 : Plancher étage courant .

2.1.2. Plancher terrasse inaccessible :

✓ Dalle en béton armé (t=12 cm)	3KN/m ²
✓ Tole nervurée	0,11KN/m ²
✓ Isolation thermique (2cm)	0,16 KN/m ²
✓ Étanchéité (4cm)	0,24KN/m ²
✓ Béton de forme de pente (1%)	0,22KN/m ²
✓ Protection en gravillon (4cm)	0,68KN/m ²
✓ Faux plafond (2cm)	0,20 KN/m

$$G_{\text{terrasse}} = 4,61 \text{ KN/m}^2.$$

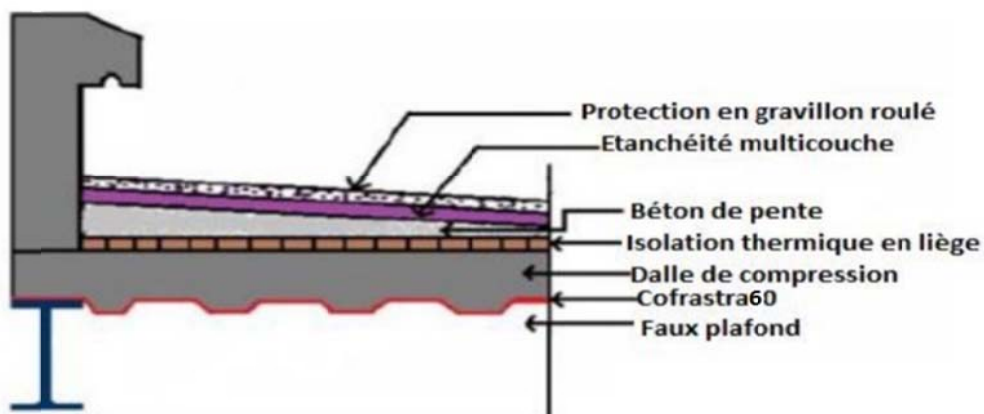


Figure II. 2 : Plancher terrasse inaccessible.

2.1.3. Les escaliers :

➤ Volée :

- ✓ Tôle striée 0,45KN/m²
- ✓ Mortier de pose (2cm) 0,36KN/m²
- ✓ Revêtement carrelage 0,40KN/m²

➤ Palier :

- ✓ Tôle nervurée 0,11KN/m²
- ✓ Mortier de pose (2cm) 0,36KN/m²
- ✓ Revêtement carrelage 0,40KN/m²
- ✓ Dalle en béton armé(t=12 cm) 3KN/m²

2.1.4. L'acrotère :

$$\text{Surface} = \frac{0,02 \times 0,1}{2} + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,069 \text{m}^2 .$$

Le poids propre de l'acrotère ($0,069 \times 1 \times 2500$)

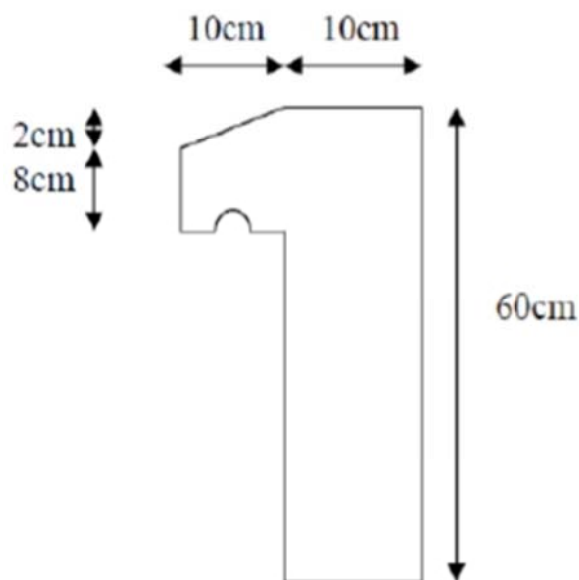


Figure II. 3 : Schéma de l'acrotère.

3. Charge d'exploitation :

Les charges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire charges et surcharges (DTR B.C.2.2).

Dans le bâtiment les charges d'exploitations ou surcharges sont les charges mécaniques statiques permanentes ou dynamiques non permanentes. Elles couvrent la pression du vent, le poids de la neige, le poids des personnes et le mobilier, on peut aussi parler des surcharges d'entretien qui sont définies comme,

- Étage courant : $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$.
- Terrasse : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

4. Les Charges climatiques :

4.1. Introduction :

Les charges climatiques jouent un rôle crucial dans grand nombre de structures .Le dimensionnement complet d'une structure aux charges de neige et vent représente une tâche fastidieuse du au grand nombre de zones du vent et de cas de charges qui doivent êtres considérés dans le calcul. Le règlement utilisé est le RNV version 2013 .

4.2. Calcul de la charge de neige :

Ce projet est implanté à Oran exactement à EL KARMA qui est classé en zone B selon la classification du règlement avec une altitude 95 m .

$$S = \mu \times S_k \text{ [KN/m}^2\text{]} \quad (\S 3.1.1. \text{RNV version 2013}) [1]$$

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

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

La valeur de S_k en KN/m^2 est déterminée en fonction de l'altitude H (par rapport a un niveau de la mer) en [m]du site considéré.

$$\text{Zone B} \rightarrow S_k = \frac{(0.04 \times H) + 10}{100} \quad \text{Avec : } H = 95 \quad (\S 4.2. \text{RNV v 2013}) [1]$$

$$S_k = 0.14 \text{ KN/m}^2.$$

La structure présente le type de toiture plate c'est -à-dire un versant avec $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$, selon le tableau (cf.6.2.1.[1]), le coefficient des toitures $\mu = 0.8$ (selon RNV 2013)

(α)angle du versant par rapport à l'horizontale (en°)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
Coefficient μ	0.80	$0.8\left(\frac{60-\alpha}{30}\right)$	0.0

Tableau II.1 : Coefficients de forme-toitures à un versant .

La charge de neige est : $S= 0.8 \times 0.14 = 0.112 \text{ KN/m}^2 \cong 11 \text{ daN/m}^2$

4.3.Charge du vent :

4.3.1. Introduction :

Le vent agissant sur une structure, engendre une déformée , éventuellement un arrachement d'éléments .Par conséquent il provoque des efforts sur les différentes parois qu'il rencontre , le vent arrivant sur la première face est chassé latéralement au dessus de l'ouvrage des turbulences sont ainsi engendrées en fonction de ses positions horizontale et verticale , les pressions du vent sur la paroi peuvent varier.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- La région.
- L'intensité.
- Le site d'implantation de la structure.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions deux directions du vent, qui sont perpendiculaires aux parois de la construction (Figure II.)

- ❖ La direction V_1 du vent : perpendiculaire à la façade principale.
- ❖ La direction V'_1 du vent : perpendiculaire à la façade principale mais l'autre cote de V_1 .
- ❖ La direction V_2 du vent : parallèle à la façade principale.
- ❖ La direction dV'_2 u vent : parallèle à la façade principale mais l'autre cote de V_2 .

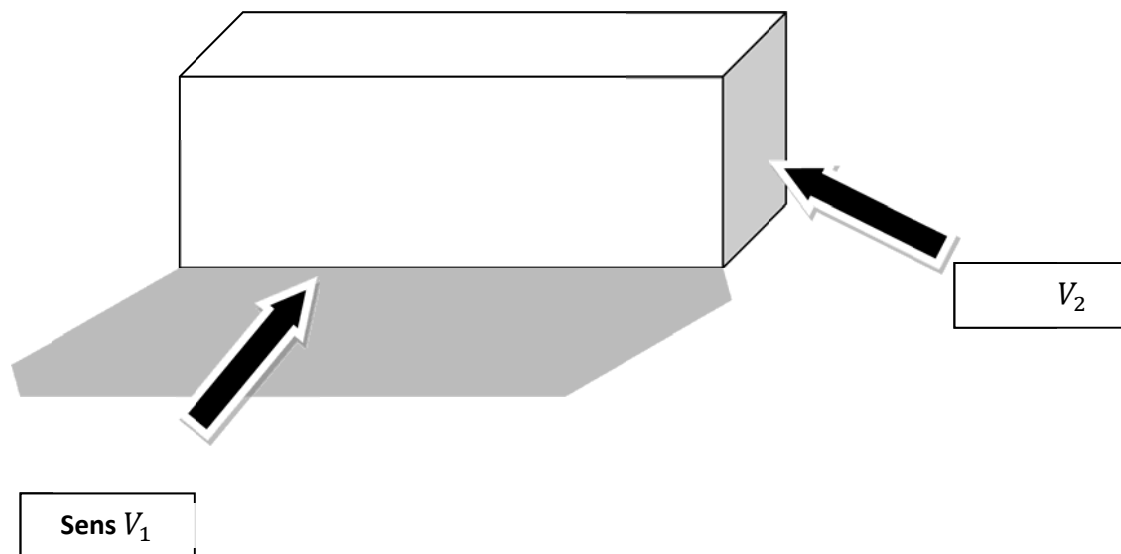


Figure II. 4 : Vent sur les cotes de la structure.

4.3.2. Données relatives au site conformément aux règles de RNV99

[1] :

- **Zone du vent**

$$q_{réf} = 43.5 \text{ daN/m}^2 \quad (\text{cf. chapitre 2, tableau 2. [1]})$$

- **Catégorie du terrain**

$$K_t = 0.170 (\text{Facteur de terrain}) \quad (\text{cf. Tableau 2.4 [1]})$$

$$Z_0 = 0.01 \text{ m} (\text{Paramètre de rugosité}) \quad (\text{cf. Tableau 2.4 [1]})$$

$$Z_{min} = 1 \text{ m} (\text{hauteurs minimales}) \quad (\text{cf. Tableau 2.4 [1]})$$

$$\xi = 0.44 \quad (\text{cf. Tableau 2.4 [1]})$$

4.3.3. Détermination de la pression aérodynamique $W (Z_j)$:

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

(cf. §2.5.2 [1])

➤ ce Z_e :

Selon le RNV2013 (cf. Chapitre 2§2.3.2)

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

Direction du vent	h en (m)	b en (m)
V_1 et V'_1	12.92	69.55
$(V_2$ et $V'_2)$	12.92	63.55

Tableau II. 1: Hauteur de référence.

Dans notre cas la hauteur de référence est : $h < b$ donc, Z_e est pris égale à la hauteur maximale des bâtiments. (cf. figure montée dans la figure ci-dessous .

$$Z_e = h = 12.92m.$$

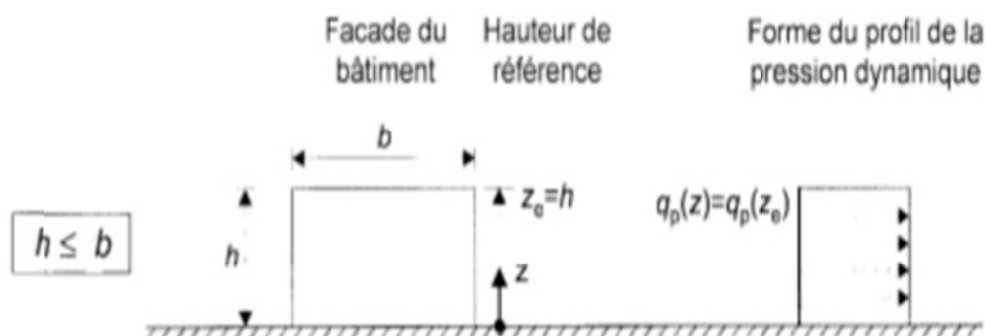


Figure II. 5: Subdivision du bâtiment pour la définition de la hauteur de référence.

➤ Détermination de la pression dynamique q_p :

La pression dynamique $q_p(Z_e)$ qui s'exerce sur élément de surface j est donnée par :

$$q_p(Z_e) = q_{réf} \times C_e(Z) \quad (cf. §2.3.1[2])$$

$C_e(Z)$: Coefficient d'exposition au vent.

➤ Détermination du Coefficient d'exposition au vent $C_e(Z)$:

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques le coefficient d'exposition est donné par la formule ci-dessous :

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times (1 + 7I_v) \quad (\text{cf.}\S 2.4.2[1])$$

$C_t(Z)$: Coefficient de topographie.

$C_r(Z)$: Coefficient de rugosité.

I_v : Intensité de turbulence .

➤ **Coefficient de rugosité :**

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{Pour : } Z_{min} \leq Z \leq 200 \\ C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \quad \text{Pour : } Z \leq Z_{min} \end{array} \right. \quad (\text{cf.}\S 2.4.4.[1])$$

➤ **Coefficient de topographie $C_t(Z)$:**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} C_t(Z) = 1 \quad \text{Pour : } \theta \leq 0,05 \\ C_t(Z) = 1 + S_{max} \times \left(1 - \frac{|x|}{K_{red}}\right) \times e^{-\alpha\left(\frac{\theta}{L}\right)} \quad \text{pour : } \theta \geq 0,05 \end{array} \right. \quad (\text{cf.}\S 2.4.5[1])$$

On a site plat : Site plat $\rightarrow C_t(Z) = 1$

➤ **Intensité de turbulence (I_v):**

Le coefficient de l'intensité de la turbulence est défini étant l'écart type de la turbulence comme divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_v(Z) = \frac{1}{C_r(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{pour : } Z \geq Z_{min} \\ I_v(Z) = \frac{1}{C_r(Z) \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} \quad \text{pour : } Z \leq Z_{min} \end{array} \right. \quad (\text{cf.}\S 2.4.6[1])$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

H(m)	Z _j	C _t (Z)	C _r (Z)	I _v (Z)	C _e (Z)	q _{dyn} (daN/m ²)
12.92	6.46	1	1,217	0,115	2,673	1162,75

Tableau II. 2 : Valeurs des pressions dynamiques.

➤ Calcul des coefficients de pression :

✓ Coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Le coefficient de pression extérieure C_{pe} dépend de la forme géométrique de la base de la structure et de la dimension de la surface chargée.

Avec :

- b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent
- d : La dimension parallèle à la direction du vent

Pour le calcul des valeurs de C_{pe} on se réfère au (cf.chapitre5.§1.12.[1])

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

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

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

Avec S désigne la surface chargée de la paroi considérée

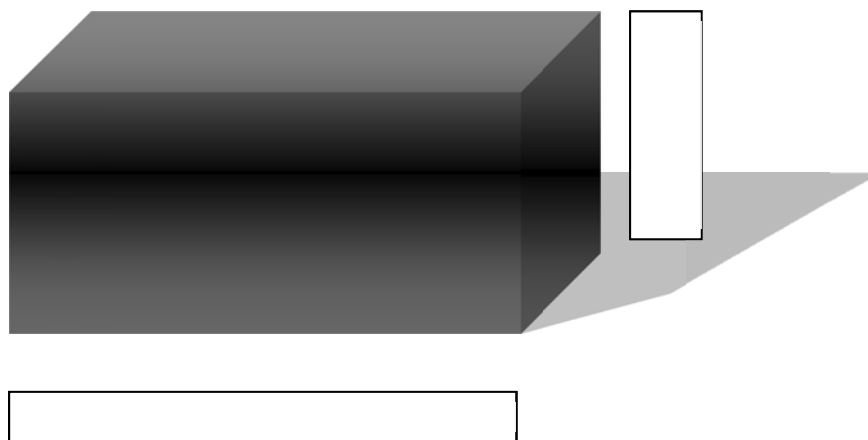


Figure II. 6 : Modèle simplifié de la structure .

Dans notre cas : $S \geq 10m^2$

Alors : $C_{pe} = C_{pe.10}$

La direction du vent V_1 (perpendiculaire à la façade) :

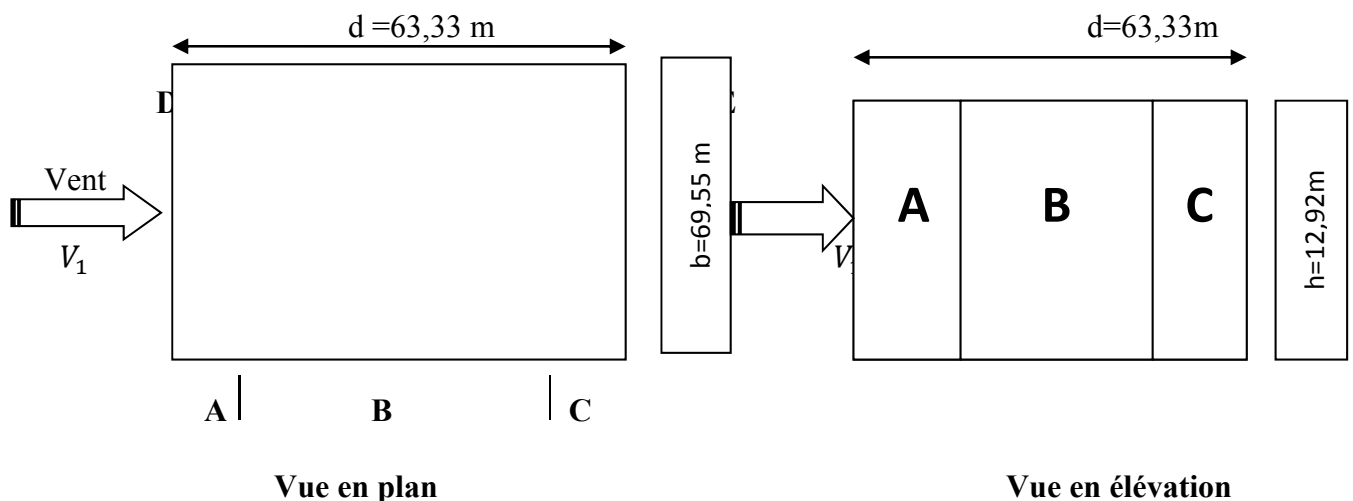
Pour un vent dont la direction V_1 et V'_1 , les coefficients de pression du vent sont présentés ci-dessous. (cf. tableau 7.[1])

Pour les parois verticales :

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1 (cf. figure.[1])

- $e = \min [b ; 2h]$
- $b = 69.55m$;
- $d = 63.55m$
- $h = 12.92m$
- $e = \min[69.55 ; 25.84] \rightarrow e = 25.84m$

Alors on est dans le cas où $d > e$; la paroi est divisée en 3 zones de pression A, B, C, D et E qui sont illustrées sur la (figure ..) suivante :



A	B	C	D	E
$C_{pe} = C_{pe.10}$	$C_{pe} = C_{pe.10}$	$C_{pe} = C_{pe.10}$	$C_{pe} = C_{pe.10}$	$C_{pe} = C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II. 3 : Les valeurs C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire de V_1

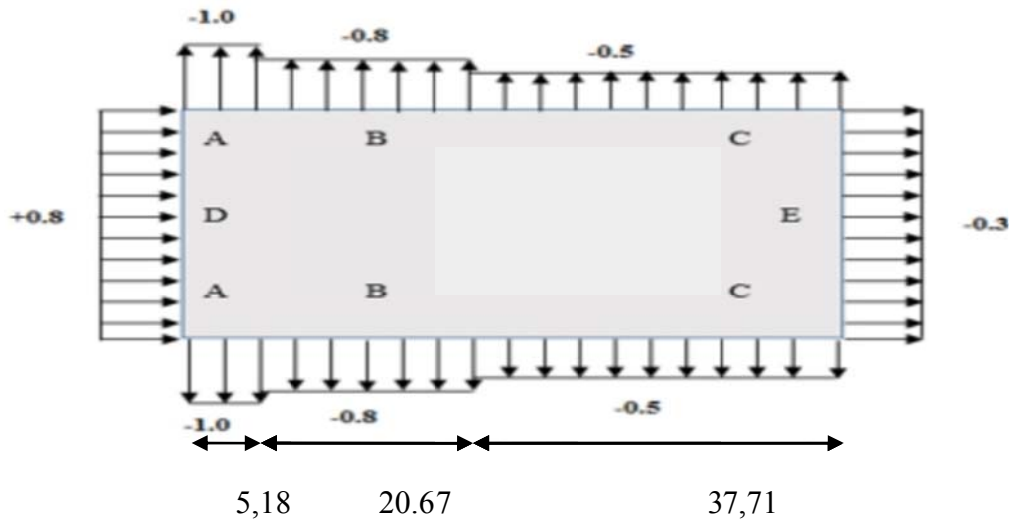


Figure II. 7 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales de V_1 .

➤ Coefficient de pression intérieure (C_{pi}):

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} prend en considération l'influence des ouvertures sur la charge du vent appliquée sur la structure, il est en fonction de l'indice de perméabilité μ_p et du rapport h/d .

$$\mu = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} \quad (\text{cf. §5.2.2.2[1]})$$

Les ouvertures considérées ici sont les orifices de toutes natures débouchant sur l'extérieur et à travers lesquelles l'air peut circuler.

$h/d = 12,94/63,33 = 0,20$; en faisant l'interpolation entre $h/d=1$ et $h/d=0,25$ on peut faire sortir le C_{pi} qui correspond à $h/d=0,20$.

- $\mu = \frac{72}{72+36} = 0,667$.
- $C_{pi} = -0,1$

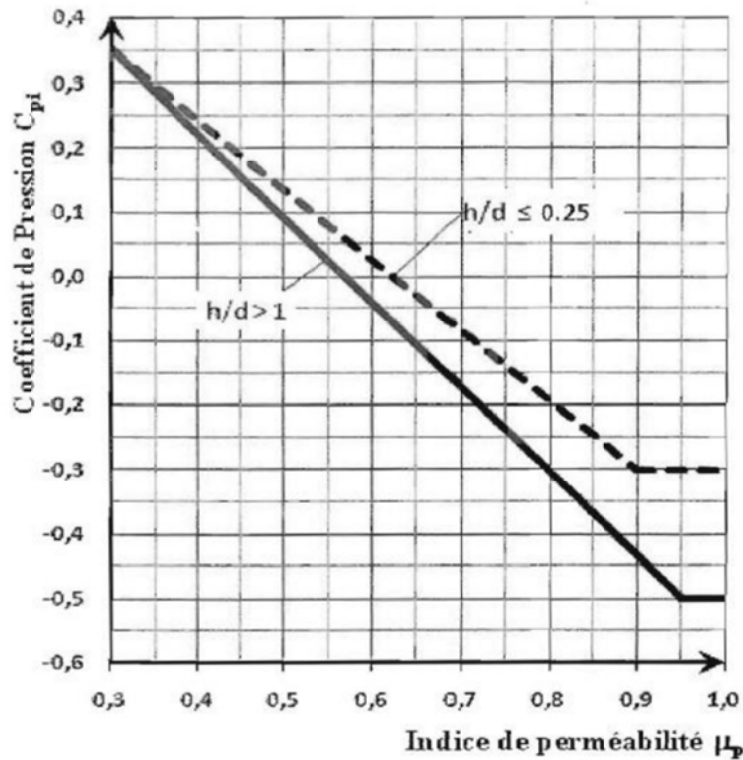


Figure II. 8: Coefficients de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante.

➤ Détermination du coefficient dynamique C_d :

Du fait qu'il s'agit d'un bâtiment à ossature est comportant des murs ,et dont la hauteur h est inférieure a 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent , la valeur simplifiée est conservative $C_d = 1$.

Dans notre cas la hauteur du bâtiment est $12,92m < 15m$ donc : $C_d = 1$.

Les résultats de la pression aérodynamique $W_{(z_j)}$ sont donnés par les tableaux suivants :

Zone	C_d	q_{dyn} (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W_{(z_j)}$ (N/m ²)
D	1	127.45	0.8	-0.1	114.70
A	1	127.45	-1	-0.1	-114.70
B	1	127.45	-0.8	-0.1	-89.21
C	1	127.45	-0.5	-0.1	-50.98
E	1	127.45	-0.3	-0.1	-25.49

Tableau II. 4 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ (V_1 et V'_1)

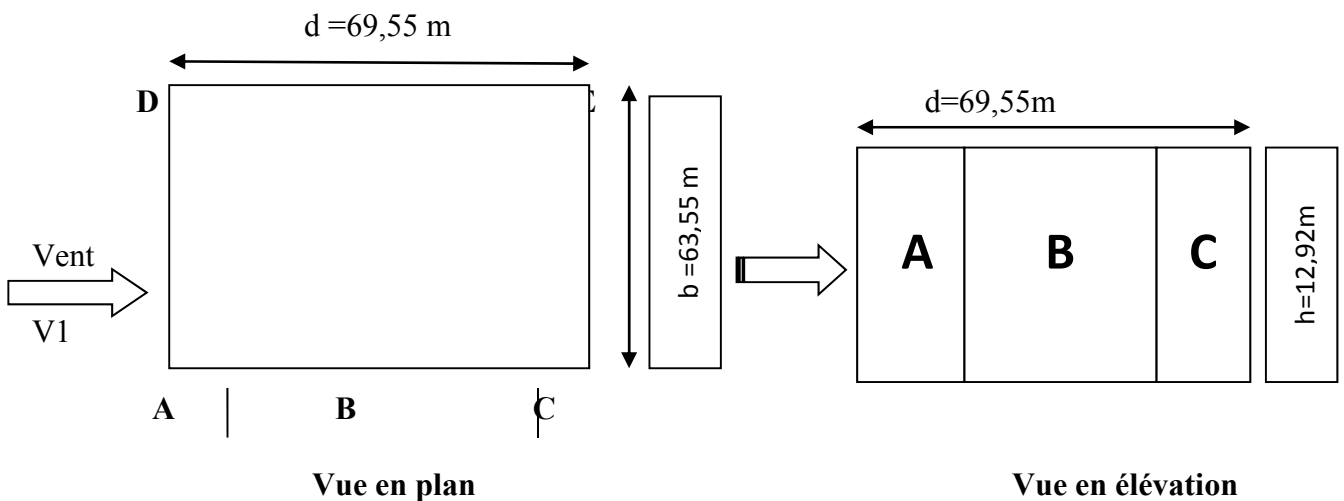
La direction V_2 du vent (parallèle à la façade principale) :

Pour un vent dont la direction V_2 et V'_2 , les coefficients de pression du vent sont présentés dans le tableau

Pour les parois verticales :

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure du RNV99 version 2013 (cf. Figure 5.1.[1]).

- $e = \min [b ; 2h]$
- $b = 63,55\text{m}$;
- $d = 69,55\text{m}$
- $h = 12,92\text{ m}$
- $e = \min[63.55 ; 25.84] \rightarrow e = 25.84\text{m}$



Alors on est dans le cas où $d > e$; la paroi est divisée en 3 zones de pression A, B, C, D et E qui sont illustrées sur la (figure ..) suivante :

A	B	C	D	E
$C_{pe} = C_{pe.10}$	$C_{pe} = C_{pe.10}$	$C_{pe} = C_{pe.10}$	$C_{pe} = C_{pe.10}$	$C_{pe} = C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II. 5 : Les valeurs C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire de V_2

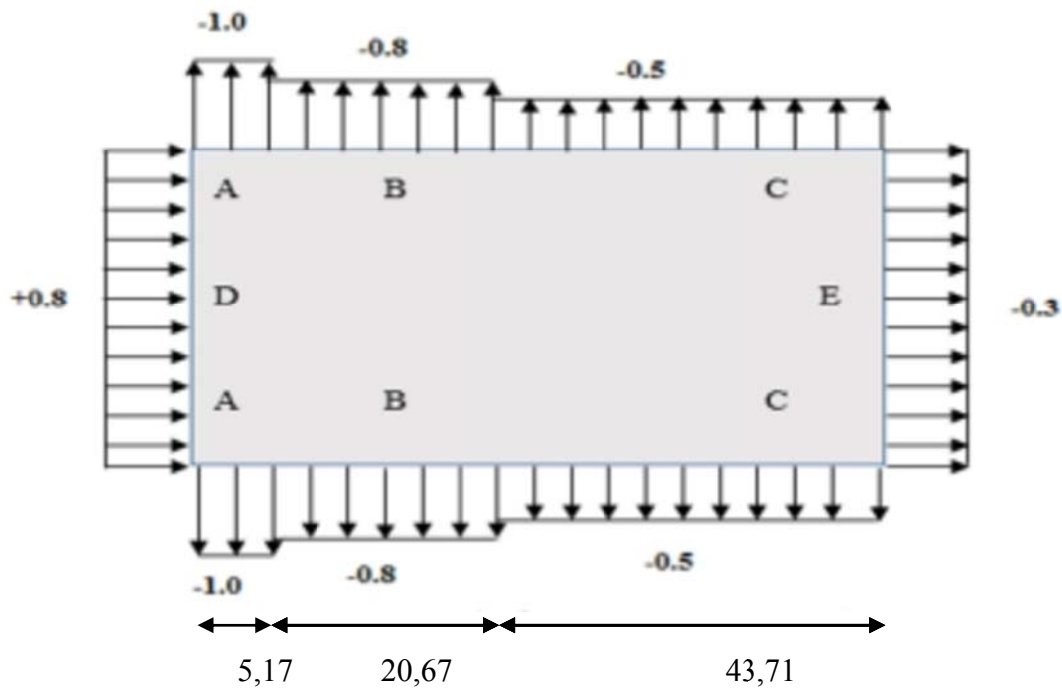


Figure II. 9 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales de V_2 .

➤ Coefficient de pression intérieure (C_{pi}):

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} prend en considération l'influence des ouvertures sur la charge du vent applique sur la structure, il est en fonction de l'indice de perméabilité μ_p et du rapport h/d .

$$\mu = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} \quad (\text{cf. §5.2.2.2[1]})$$

Les ouvertures considérés ici sont les orifices de toutes natures débouchant sur l'extérieur et à travers lesquelles l'air peut circuler.

$h/d = 12,94/66,95 = 0,19$; en faisant l'interpolation entre $h/d=1$ et $h/d=0,25$ on peut faire sortir le C_{pi} qui correspond à $h/d=0,19$.

- $\mu = \frac{36}{36+72} = 0,333$
- $C_{pi} = 0,2$

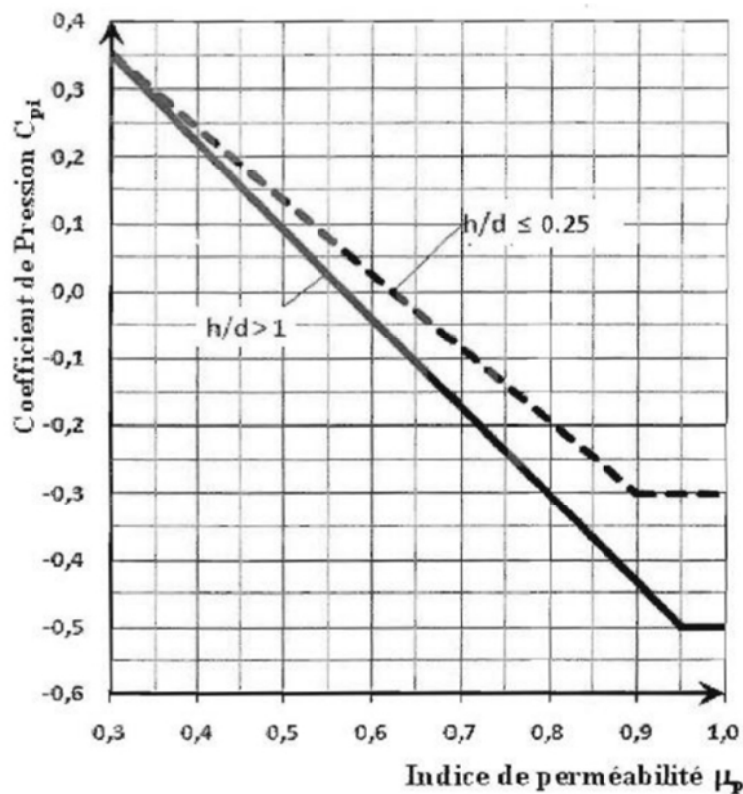


Figure II. 10 : Coefficients de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante.

➤ Détermination du coefficient dynamique C_d :

Du fait qu'il s'agit d'un bâtiment à ossature est comportant des murs ,et dont la hauteur h est inférieure a 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent , la valeur simplifiée est conservative $C_d = 1$.

Dans notre cas la hauteur du bâtiment est $12,92m < 15m$ donc : $C_d = 1$.

Les résultats de la pression aérodynamique $W_{(z_j)}$ sont donnés par les tableaux suivants :

Zone	C_d	q_{dyn} (daN/m^2)	C_{pe}	C_{pi}	$W_{(z_j)}$ (N/m^2)
D	1	127.45	0.8	0.2	76.47
A	1	127.45	-1	0.2	-152.94
B	1	127.45	-0.8	0.2	-127.45
C	1	127.45	-0.5	0.2	-89.21
E	1	127.45	-0.3	0.2	-63.72

Tableau II. 6 : Les valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ (V_2 et V'_2)

5. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons fait une évaluation des différentes charges et surcharges agissant sur la structure .

Ainsi nous avons utilisé les principes généraux et procédures pour le calcul de ces charges. Les résultats obtenus nous seront nécessaires pour le calcul de dimensionnement des différents éléments de notre structure.

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments.

6. Introduction :

Le pré-dimensionnement de la superstructure consiste à proposer des dimensions à donner aux éléments d'une structure sur base de certaines règles pratiques de la construction. Mais après vérification des contraintes lors des calculs, ces dimensions proposées peuvent être maintenues ou modifiées si elles répondent ou non aux diverses sollicitations aux quelles la structure sera soumise.

1. Les flèches limites :

Les flèches limites recommandées sont mentionnées dans le tableau suivant :

Conditions δ_{vmax}	Flèche dans l'état final
Toitures en générales	L/200
Toiture supportant des personnels autres que les personnels d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime)	L/400
Cas où δ_{vmax} peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250

Tableau III. 1: valeur recommandée pour la flèche verticale.

2. Les solives :

Une solive est une pièce de charpente placée horizontalement en appui sur les murs ou sur les poutres pour constituer le plancher d'une pièce. travaillent à la flexion simple la distance entre solives est pratiquement déterminée par l'équation suivante :

$$0,7 m \leq e \leq 1,5 m$$

2.1. Prédimensionnement des solives du plancher terrasse :

- ✓ L'entraxe des solives $\rightarrow e = 1,5 m$

✓ Longueur des solives → $L=6$ m

✓ $S = 1,5 \times 6 = 9$ m²

✓ La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

$G = 4,61$ Kg/m²

$Q = 1$ Kg/m²

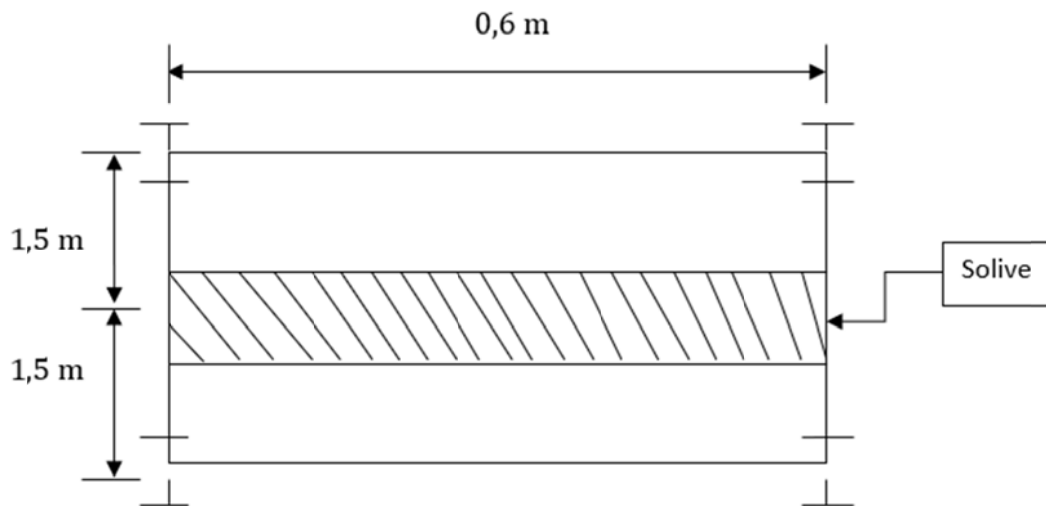


Figure III. 1 : Schéma des solives .

✚ ELS :

Combinaisons des charges :

Le calcul se fait à l'ELS pour cela on prend les charges non pondérées :

Charge sur solive (charge non pondéré) :

- $q_s = (G + Q) \times \text{entre axe des solives}$
- $q_s = (1+4,61+0,11) \times 1,5$
- $q_s = 8,58$ KN/m

Condition de flèche :

La valeur de la flèche maximale est

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s}{E} \frac{L^4}{I_y}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250}$$

Dans le cas d'une poutre encadrée on utilise la formule de la flèche pour pré-dimensionnement :

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

Avec :

L : Longueur de solive la plus sollicitée 6 m

$$\text{Donc : } I_y \geq \frac{5 \times 250 \times q_s \times l^3}{384 E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 250 \times 8,41 \times 6^3}{384 \times 21 \times 10^7} = 2,87 \times 10^{-5} = 2870 \text{ cm}^4$$

Alors on choisit IPE240 :

$$I_y = 3892 \text{ cm}^4$$

2.2. Pré dimensionnement des solives du planché courant :

Vu que la charge

$$q_s = 4,61 + 1 = 5,61 \text{ Kg/m}^2$$

Les solives des étages courants ont la même longueur donc on garde la pré dimensionnement de l'étage terrasse pour toute la structure .

3. Pré-dimensionnement des poutres principales :

3.1. Pré dimensionnement des poutres principales terrasse inaccessible :

Les poutres principales sont des éléments structuraux , qui permettent de supporter les charges des planches et les transmettent aux poteaux , elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion .

- Entre axe des solives : 1,5 m
- Longueur de poutre : 12 m
- Entre axe des poutres : 6m

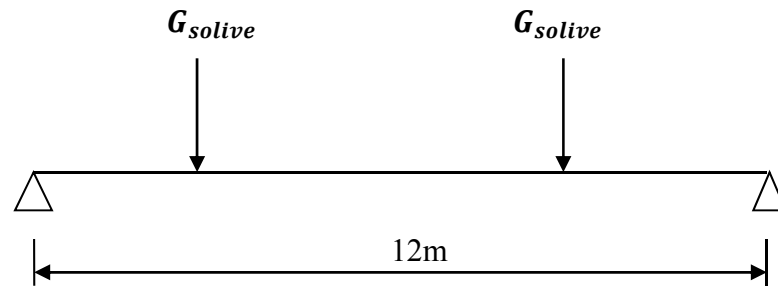


Figure III. 2 : Schéma statique de la poutre principale.

Les charges supporter par la poutre principale du plancher terrasse sont représenter dans le tableau si dessous :

Types de charges	Charges
Charge permanente du plancher	$G= 4,61 \text{ KN/m}^2$
Charge d'exploitation du plancher	$Q=1\text{KN/m}^2$
Poids propre de solive	$G=0,307 \text{ KN/m}$

Tableau III. 2 : Charge de la poutre principale

✚ ELS :

Chargement :

$$G_{total} = (G + G_{SOLIVE} \cdot N) \times 6 = (4,61 + 0,307 \cdot 8) \times 6 = 42,40 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \times 6 = 6 \text{ KN/m}^2$$

- Vérification de la flèche :

On a des Poutres encastree encastree alors la flèche est :

$$f = \frac{q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$q = 42,40 + 6 = 48,4 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{La valeur de la flèche admissible est : } \bar{f} = \frac{L}{250} \quad f^{max} \leq \bar{f}$$

$$I_y \geq \frac{250 \cdot (48,4 \cdot 12^3)}{384 \cdot 21 \cdot 10^7} = 25928 \text{ cm}^4$$

Alors on choisit IPE450: $I_y = 33740 \text{ cm}^4$

3.2. Pré dimensionnement des poutres principales étage courant :

Représenter dans le tableau ci dessous :

Types de charges	Charges
Charge permanente du plancher	$G= 4,41\text{KN/m}^2$
Charge d'exploitation du plancher	$Q=2,50\text{KN/m}^2$
Poids propre de solive	$G=0,307 \text{ KN/m}$

Tableau III. 3: Charge de la poutre principale

✚ ELS :

- Combinaisons des charges :

$$G_{total} = (G + G_{SOLIVE}) \times 6 = (4,41 + 0,307 \cdot 8) \times 6 = 41,20 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,50 \times 6 = 15 \text{ KN/m}^2$$

- Vérification de la flèche :

On a des Poutres encastree encastree alors la flèche est :

$$q_s = 41,20 + 15 = 56,2 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{max} = \frac{q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{250 \cdot (56,2 \cdot 12^3)}{384 \cdot 21 \cdot 10^7} = 31612 \text{ cm}^4$$

Alor on choisit IPE450 : $I_y = 33740 \text{ cm}^4$

III.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des Fondations.

✚ ELS :

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

G : Poids propre des éléments qui sollicite le poteau étudié avec poids propre non incluse .

Q : Surcharge d'exploitation

Les charges appliquées sur les poteaux sont représentées dans le tableau suivant :

Type de charges (KN)	Terrasse	Etage courant
Charge permanente $G_{plancher}$	4,61KN/m ²	4,41KN/m ²
Charge permanente G_{poutre}	0,776	0,776
Charge permanente G_{solive}	0,307	0,307
Charge d'exploitation Q	1	2,50

Tableau III. 4 : Les charges représentées par les poteaux.

$$S_{poteau} = 12 \times 6 = 72$$

$$N_{sd} = 1,35[(G_{plancher\ terrasse} + G_{poutre\ terrasse} + G_{solive\ terrasse}) + 3 \\ \times (G_{plancher\ \acute{e}tage} + G_{poutre\ \acute{e}tage} + G_{solive\ \acute{e}tage}).] \\ + 1,5.(Q_{terrasse} + 3.Q_{\acute{e}tage})$$

$$N_{sd} = 2774,06 \text{ KN}$$

Les poteaux sont des éléments sollicités en compression axiale, la valeur N_{sd} de l'effort de compression doit satisfaire à la condition :

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

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{2774,06 \times 1,1}{235} = 130 \text{ cm}^2$$

Alors On choisit un HEA500 : $A = 197,5 \text{ cm}^2$

4. Conclusion :

Nous avons pré-dimensionné les éléments principaux de notre structure, pour savoir, les profilé choisie pour les poteaux, poutres et solives .Ce travail va nous permettre de modéliser

notre structure avec le logiciel Robot et faire les différentes vérifications de résistance d'instabilité à fin de déterminer les bons profilés.

Chapitre IV : Étude de plancher mixte.

1. Introduction :

Le plancher mixte béton-acier. Il est constitué de bacs acier en tôle mince nervurés utilisés en guise de coffrage, d'armatures et d'une dalle en béton coulée sur place. L'acier et le béton collaborent pour offrir une résistance et une capacité portante élevée.

En effet, l'acier particulièrement ductile, offre une excellente résistance à la traction, tandis que le béton bénéficie d'une très bonne résistance à la compression.

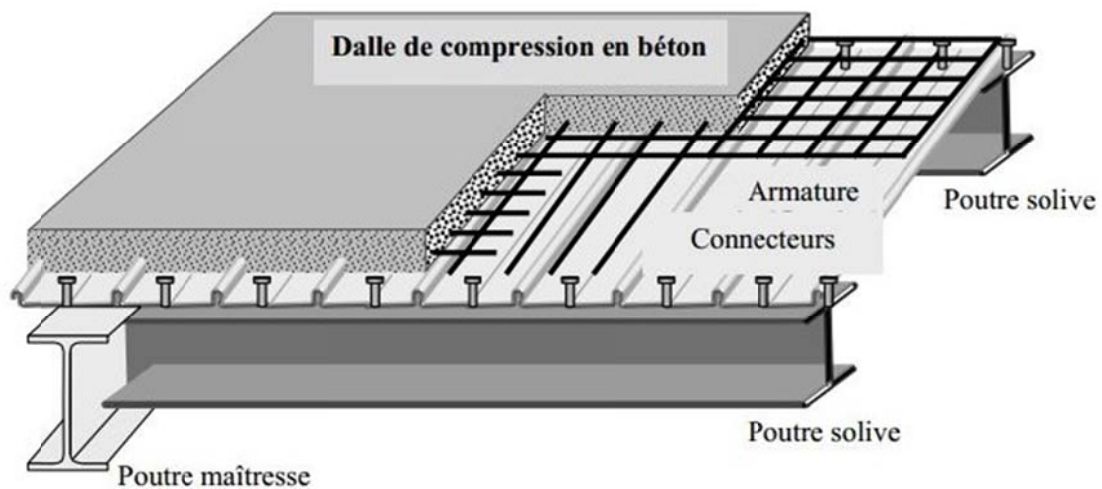


Figure IV. 1 : Les composants d'un plancher mixte (Acier-Béton)

2. Calcule de la dalle collaborant :

Pour l'étude de la dalle collaborant on passe par deux phases :

- **Phase de construction** : vérification de la tôle l'or du bétonnage .
- **Phase finale** : vérification de la tôle après durcissement de la dalle .

3. Vérification de la tôle :

3.1.Phase de construction :

- **Caractéristique de la tôle :**

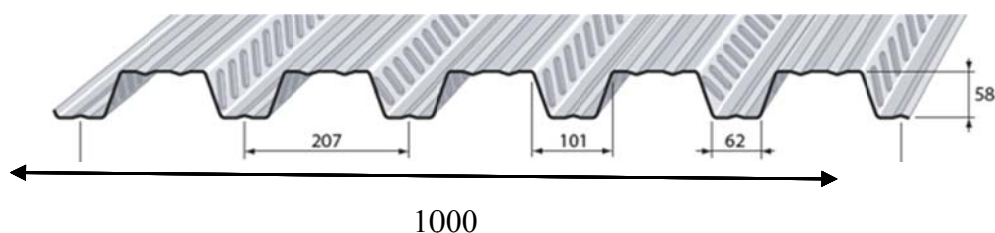


Figure IV. 2: dimensionnement de la tôle nervurée Cofraplus60

➤ Vérification de la flèche de la tôle :

$$f_{max} = k \cdot \frac{5}{384} \cdot p \cdot L^4 \cdot \frac{1}{E \cdot I_{eff}} \leq f = \frac{L}{180}$$

$$p_{Pacier} = A_{eff} \cdot \gamma_{acier} = 1,39 \cdot 10^{-3} \times 78,60 = 0,11 \text{ KN/m}^2.$$

$$p_{PBeton} = \gamma_{Beton} \cdot (h_c + \frac{h_p}{2}) = 25 \cdot (0,12 + \frac{0,058}{2}) = 3,73 \text{ KN/m}^2$$

$$P = (0,11 + 3,73) \cdot 1 = 3,84 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{max} = 1 \cdot \frac{5}{384} \cdot 3,84 \cdot 1,5^4 \cdot \frac{1}{21 \cdot 10^7 \cdot 6,93 \cdot 10^{-7}} = 1,74 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{max} = 1,74 \times 10^{-3} \text{ m} \leq f = \frac{L}{180} = 8,33 \cdot 10^{-3} \text{ Condition vérifiée}$$

3.2. Phase final :

Vérification de la section mixte plancher étage courant (dalle + solive) :

➤ Vérification de la résistance en flexion positive (ruine type 1) :

Largeur de la dalle principale :

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

$$b_{e1} = \min \left(\frac{l_0}{8}, b_i \right)$$

Avec :

L_0 : la portée de la solive ($L_0 = 6 \text{ m}$)

$$b_1 = b_2 = \frac{1,5}{2} = 0,75 \text{ m.}$$

$$b_{e1} = \min \left(\frac{6}{8}; 0,75 \right) \Rightarrow b_{e1} = 0,75 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0,75 + 0,75 = 1,5 \text{ m.}$$

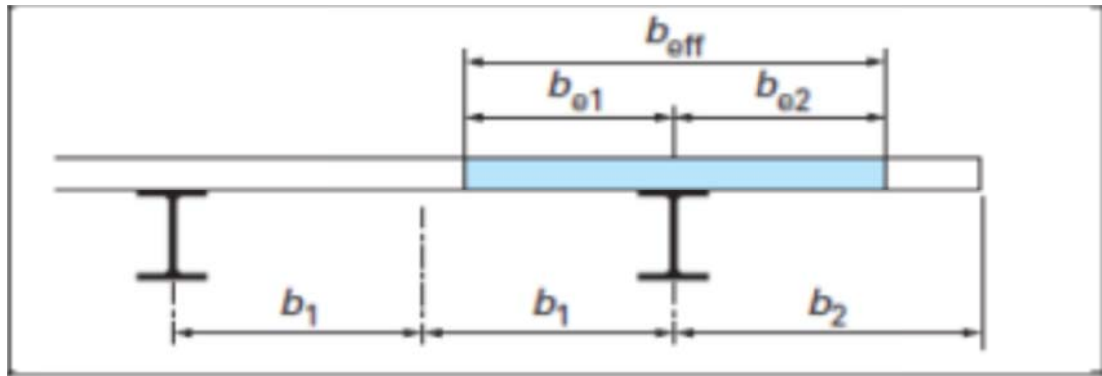


Figure IV. 3 : Longueur efficace de la dalle

➤ Position de l'axe neutre plastique :

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \left(0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)$$

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

Sachant que :

$$h_c = 0,12 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\gamma_m = 1,1$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$A_a = 3,91 \cdot 10^{-3}$$

$$F_c = 1,5 \times 0,12 \times \left(0,85 \cdot \frac{25000}{1,5}\right) = 2550 \text{ KN}$$

$$F_a = 3,91 \times 10^{-3} \times \frac{235000}{1,1} = 835,32 \text{ KN}$$

Puisque :

$F_a \leq F_c$ alors ANP se trouve dans la dalle en béton .

$$b_{eff} \times \left(0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) \cdot Z_{pl} = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}$$

$$Z_{pl} = \frac{3,91 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{235000}{1,1}}{1,5 \cdot \left(0,85 \cdot \frac{25000}{1,5}\right)} = 0,039 \text{ m} \leq 0,12 \text{ m}$$

➤ **Vérification du moment fléchissant :**

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

$$M_{pl,rd} = (0,85 \times f_{ck} \times b_{eff} \times z_{pl}) \times \frac{z_{pl}}{2} + A_{eff} \times \frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}} \times (h_c + h_p - e - z_{pl}) = 58 \text{ KN.m}^2$$

$$q_u = 1,35 \cdot (G_{etage} + PP_{solive}) + 1,5 \cdot Q_{etage}$$

$$q_u = 1,35 \cdot (4,41 + 0,307) + 1,5 \cdot 2,50 = 10,12 \text{ KN/m}$$

➤ **Moment sollicitant :**

$$M_{sd} = 0,622 \cdot M_0$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{10,12 \cdot 1,5^2}{8} = 2,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0,622 \times 2,85 = 1,77 \text{ KN.m} \leq M_{pl,rd} = 58 \text{ KN.m}^2 \quad \text{condition verifie}$$

➤ **Vérification de la résistance a la flexion (Ruine Type 1) :**

Ferraillage :

Le calcul de ferraillage se fait sur une bande de 1 m de largeur, il est sous forme d'un treillis soudé :

$$\rho = \left(\frac{A_s}{b \cdot h_c} \right) \geq 0,04\%$$

$$A_s = 0,004 \times b \times h_c = 0,004 \times 1000 \times 120 = 480 \text{ mm}^2$$

$$\text{Alors on choisie T8 et maillage 10cm} \quad A_s = 503 \text{ mm}^2$$

Et l'enrobage : C=3cm .

➤ **Position de l'ANP :**

$$b_c \cdot \left(0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) \cdot Z_{pl} = A_s \cdot \frac{f_s}{\gamma_s}$$

$$b_c = \frac{b_{eff}}{b} \cdot b_0 = \frac{1500}{207} \cdot 145 = 1050,72 \text{ mm}$$

$$Z_{pl} = \frac{A_s \cdot \frac{f_s}{\gamma_s}}{b_c \cdot \left(0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right)} = \frac{5,03 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{400000}{1,15}}{1050,72 \cdot \left(0,85 \cdot \frac{25000}{1,5} \right)} = 0,012 \text{ m}$$

$$M_{pl,rd} = (0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times b_{eff} \times Z_{pl}) \times \frac{Z_{pl}}{2} + (A_s \times \frac{f_{ys}}{\gamma_s} (h_c + h_p - Z_{pl} - c))$$

$$M_{pl,rd} = (0,85 \times \frac{25000}{1,5} \times 1,5 \times 0,012) \times \frac{0,012}{2} + (5,03 \times 10^{-4} \times \frac{400000}{1,15} (0,12 + 0,058 - 0,012 - 0,03)) = 25,32 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 0,846.M_0 = 0,846.2,85 = 2,41 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 2,41 \text{KN.m} \leq M_{pl,rd} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Résistance au cisaillement longitudinale (Ruine type II)**

On doit vérifier :

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

Avec :

$$V_{pl,Rd} = b_{eff} \times d_p \times \left(m \times \frac{A_p}{b_{eff} \times L_s} + K \right) \times \frac{1}{\gamma_s}$$

$$d_p = h_c + h_p - e = 0,12 + 0,058 - 0,033 = 0,15$$

L : portée entre deux point de moment nul .

$$L_s = \frac{L}{4} = 0,375 \text{ m}$$

$$V_{pl,Rd} = 1,5 \times 0,15 \times \left(323000 \times \frac{1,391 \times 10^{-3}}{1,5 \times 0,375} + 12,86 \right) \times \frac{1}{1,15} = 158,79 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{10,12 \times 1,5}{2} = 7,59 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 7,59 \text{KN} \leq V_{pl,Rd} =$$

158,79KN.....condition vérifier

➤ **Résistance au cisaillement vertical (Ruine Type 3) :**

$$V_{rd} = \max (0,15K(100\rho_1 \times f_{ck})^{1/3}; \gamma_{min}) \cdot b_c \cdot d_p$$

$$b_c = \frac{b_{eff}}{b} \cdot b_0 = \frac{1500}{207} \cdot 145 = 1050,72 \text{ mm}$$

$$\rho = \left(\frac{A_p}{b_w \cdot d_p}; 0,02 \right) = (0,07; 0,02) = 0,02$$

$$K = \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d_p}}; 2 \right) = \min (2,15; 2) = 2$$

$$\gamma_{min} = 0,035 \cdot K^{2/3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,28$$

$$V_{rd} = \max (0,15.2 \cdot (100.0,02 \times 25)^{1/3} ; 0,28) \cdot 1050 \cdot 15 = 174,04 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 7,59 \text{KN} \leq V_{rd} = 174,04 \text{KN} \text{ Condition vérifiée)}$$

4. Étude des connecteurs :

4.1.Introduction :

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

Ils s'opposent des sections en contact. Avec cette interaction les deux éléments (acier, béton) travaillent comme une section homogène.

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

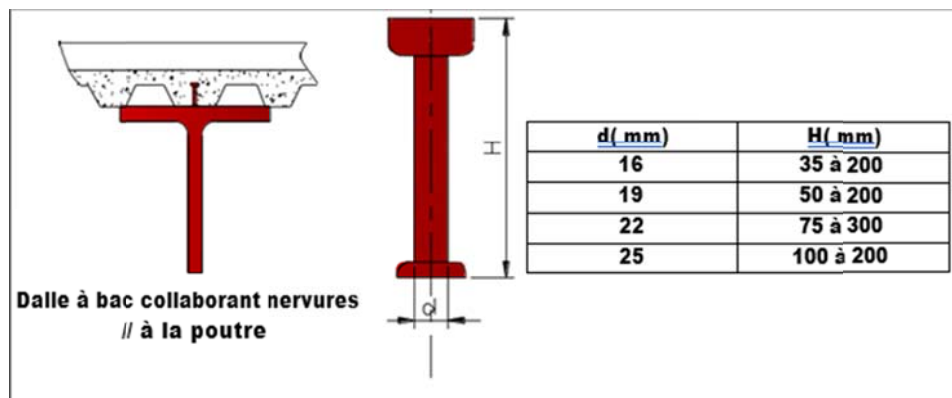


Figure IV. 4: Dimensionnement des connecteurs

4.2.Choix de connecteurs

Dénomination du goujon à tête	h_{sc} (mm)	d fût (mm)	d_1 tête (mm)	ht tête (mm)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
TRW Nelson KB 5/8"-35	35	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-50	50	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-75	75	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-100	100	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-150	150	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-175	175	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-50	50	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-60	60	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-75	75	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-80	80	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-100	100	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-125	125	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-150	150	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-175	175	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-75	75	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-90	90	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-100	100	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-125	125	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-150	150	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-175	175	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-200	200	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-250	250	22	34.9	10	350	450

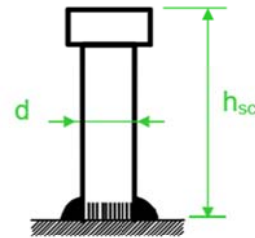


Tableau IV. 1 : Caractéristique géométrique des goujon a tête

- $16\text{mm} < d < 25\text{mm}$
- Le goujon choisie c'est TRWNelson KB 5/8"-75

4.3.Vérification de la résistance du connecteur :

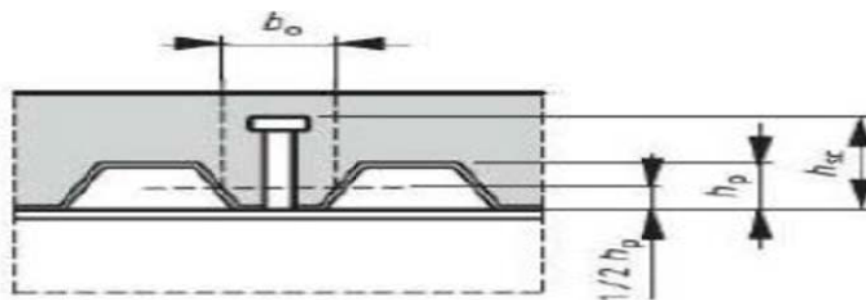


Figure IV. 5: dimensions de la tôle et des connecteurs

➤ Résistance au cisaillement :

$$P_{Rd}^{(1)} = k_t \times 0.8 \times f_u \times \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_v}$$

Ou

$$P_{Rd}^{(2)} = k_t \times 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \times \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v}$$

Avec $P_{Rd} = \min: (P_{Rd}^{(1)} ; P_{Rd}^{(2)})$

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left[\frac{h}{h_p} - 1 \right] = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{62}{58} \cdot \left[\frac{12}{58} - 1 \right] = 0,59 < 1$$

$$K = K_t = 0,59$$

$$N_r = 1$$

AN :

$$P_{Rd}^{(1)} = 0.8 \times 0,59 \times 450000 \times \frac{\pi \times 0.016^2}{4} \times \frac{1}{1.25} = 34,16 \text{ KN}$$

$$P_{Rd}^{(2)} = 0.29 \cdot 0,59 \cdot 0.016^2 \cdot \sqrt{\frac{25000 \times 32000000}{1.25}} = 35,04 \text{ KN}$$

$$P_{Rd} = \text{Min} [34,16 ; 35,16] \Rightarrow P_{Rd} = 34,16 \text{ KN}$$

$$P_{Rd} = 34,16 \text{ KN} > V_{sd} = 7,59 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

Donc il n'est pas nécessaire d'augmenter le nombre de goujon par 1ml.

Nombre de connecteurs :

$$V_1 = F_{cf}$$

$$F_{cf} = \text{Min} [2550 \text{ KN} ; 835,32 \text{ KN}] = 835,32 \text{ KN}$$

$$V_1 = F_a = 835,32 \text{ KN}$$

$$N = \frac{V_i}{P_{Rd}} = \frac{835,32}{34,16} = 24,45$$

Soit $N = 25$ connecteur pour chaque poutre

Espacement entre connecteur :

La formule de l'espacement entre connecteur est la suivante :

$$S = \frac{L_{cr}}{N-1} = \frac{12}{25-1} = 0.50 \text{ m} = 50 \text{ cm}$$

L'espacement entre les goujons est égale a 50cm .



Figure IV. 6 : espacement entre goujon

5. L'acrotère :

5.1.Introduction :

L'acrotère est un relief constitué par un muret situé en bordure de la toiture, dans le prolongement de ses murs de façade.

Généralement en béton, ce petit muret d'un minimum de 15 centimètres de hauteur, permet de coller une étanchéité à chaud côté extérieur et possède des passages pour l'évacuation des eaux de pluie .

Acrotère niveau : (12.92m)

5.2.Caractéristique géométrique de l'acrotère :

- ✓ La largeur unitaire : $b = 1\text{m}$
- ✓ La hauteur : $H = 0,6\text{m}$
- ✓ L'épaisseur : $h = 0,1\text{m}$

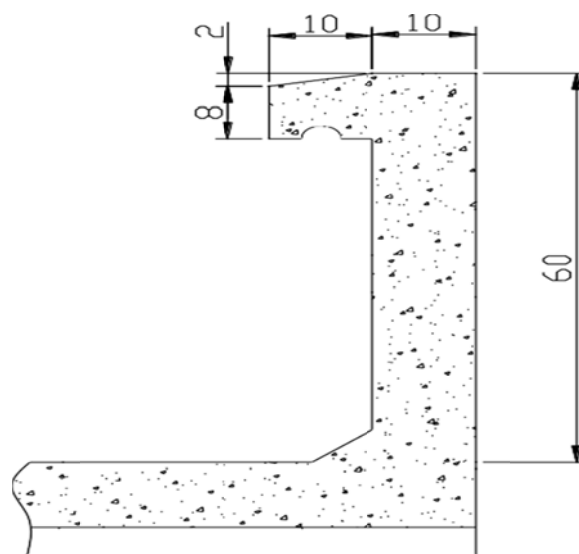


Figure IV. 7 : la forme géométrique de l'acrotère

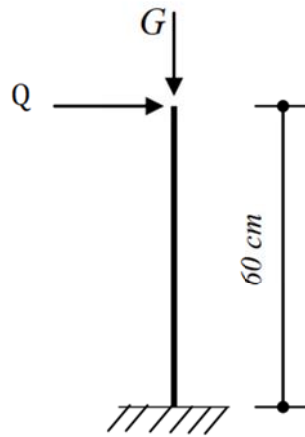


Figure IV. 8: force appliquée sur l'acrotère

5.3. Calcule au séisme :

On utilise la formule suivante pour déterminer la force horizontale qui agisse sur l'acrotère :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (6-3) \text{ page 59-RPA99}$$

A : coefficient d'accélération de la zone

$$A = 0,25 \text{ (zone sismique II groupes 1B)} \quad (\text{page 38-RPA99})$$

C_p : facteur de la force horizontale .

$$C_p = 0,8$$

W_p : poids de l'élément considère .

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,725 = 1,38 \text{KN/ml}$$

5.4. Sollicitations agissent sur l'acrotère :

➤ Charges permanentes :

$$G = 25 \times (0,6 \times 0,1 + 0,1 \times 0,1 - 0,02 \times 0,1/2) \times 1 = 1,725 \text{ KN}$$

➤ Charge d'exploitation :

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

✚ A l'ELU :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,725 = 2,33 \text{ KN/m}$$

$$M_u = 1,5 H \times Q = 1,5 \times 0,6 \times 1 = 0,9 \text{ KN.m}$$

- Excentriciter du 1^{er} ordre :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_0 = \frac{0,9}{2,33} + 0,02 = 0,41 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } e_0 = \max \left(2 \text{ cm ; } \frac{h}{2} \right) = \max \left(2 \text{ cm ; } \frac{60}{2} \right) = 2 \text{ cm}$$

- Excentriciter du 2^{ème} ordre :

$$e_2 = \frac{3I_f^2}{10^4 b} (2 + \varphi \alpha) = \frac{3 \cdot 1,2^2}{10^4 \cdot 0,1} (2 + 0,2 \cdot 0,63) = 0,0092 \text{ m}$$

$$I_f = 2l = 2 \cdot 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$\varphi = 0,2$$

$$\alpha = \frac{G}{G+Q} = \frac{1,725}{1,725+1} = 0,63$$

- Sollicitation corrigée pour le calcul en flexion composée :

$$N_u = 2,33 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = N_u (e_1 + e_2) = 2,33 \cdot (0,41 + 0,0092) = 0,976 \text{ KN.m}$$

- Sollicitation corrigée pour le calcul en flexion composée :

$$e_A = (e_1 + e_2) + \left(d - \frac{b}{2} \right) = (0,41 + 0,0092) + \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,46$$

$$M_{uA} = N_u \cdot e_A = 2,33 \times 0,46 = 1,07 \text{ KN.m}$$

- 🔧 A L'ÉL :

$$N_s = 1,725 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,725} = 0,348 \text{ m}$$

- Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$e_A = e_s + \left(d - \frac{b}{2} \right) = 0,348 + \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,307 \text{ m}$$

$$M_{sA} = N_s \times e_A = 1,725 \times 0,307 = 0,5295 \text{ KN.m}$$

IV.5.4. le ferrailage de l'acrotère :

Le calcul se fait en flexion composée avec une section (1×0,1) .

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} .$$

On prend l'acier FeE400

➤ **Moment réduit de référence :**

$$\mu_r = \frac{0,8h}{d} \left(1 - 0,4 \frac{h}{d} \right) = \frac{0,8 \cdot 0,1}{0,09} \left(1 - 0,4 \frac{0,1}{0,09} \right) = 0,493$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,0011}{1,0 \cdot 0,09^2 \cdot 14,16} = 0,010$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,09 \text{ m}$$

On a l'acier FeE400 :

Dans ce cas on a : $\mu_u < \mu_r$ Alor c'est une section a simple armature .

$$A_{st} = \frac{M_{uA}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,001}{0,09 \times 347} = 3,20 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,09 \text{ m}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,01}) = 0,012$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \max \left(\frac{4}{\text{perimetre}} ; \frac{0,2B}{100} \right) = 3 \text{ cm}^2$$

On prend : $A = 5T10 \Rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2$

Les armatures de répartition :

$$A_{st} = \frac{A_t}{4} = \frac{3}{4} = 0,75 \text{ cm}^2$$

On prend $A = 2T8 \Leftrightarrow A = 1,01 \text{ cm}^2$.

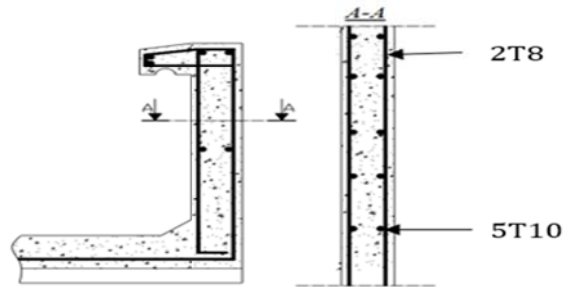


Figure IV. 9 : Disposition des armatures dans l'accrotere.

6. Conclusion :

Un plancher mixte est bien plus léger qu'un plancher en béton, et n'ajoute donc pas beaucoup de charge sur la fondation. Un plancher mixte bénéficie d'une grande résistance à la traction grâce à l'acier et les connecteurs et à la compression grâce au béton. Il est donc solide et durable.

*Chapitre V : Dimensionnement des éléments
structuraux et secondaires.*

1. Introduction :

La résistance de l'ossature métalliques bâtiments des effets de suppression en zone peut être vérifiée en appliquant les règles classiques de dimensionnement outre les charges (poids propre , charge d'exploitation , etc) habituellement prises en compte pour le dimensionnement des structures.

La vérification à l'explosion doit être effectuée aux États Limites (ELU) ,pour les situations de projet accidentelles , en considérant les niveaux de suppression statiques . La vérification à l'explosion peut être réalisée par une analyse individuelle des éléments constitutifs de la structure .

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base règles CCM .97. et la vérification est faite l'aide des combinaisons de la force sismique et charges verticales , sous les combinaison les plus défavorables triés du logiciel **Autodesk Robot** .

2. Dimensionnement des éléments principaux :

2.1.Poutre principale :

Les poutres principales et secondaires sont des éléments structuraux , qui permettent de supporter les charges des plancher et les transmettent aux , elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion .

2.1.1. Poutre principale plancher terrasse :

Pour les poutres principales du plancher terrasse on a pris des profilés en HEB400 d'après les résultats tirés du logiciel de calcul .Les résultats du moment et effort tranchant sollicitant obtenus sous la combinaison la plus défavorable .

$$M_{y.sd \text{ appui}}=656.44\text{KN.m.}$$

$$M_{y.sd \text{ travé}}=285,52\text{KN.m.}$$

$$V_{z.sd}=310,12\text{KN.}$$

✚ En appui :

a –Classification de la poutre terrasse HEB 400 :

Poids	Section	Dimension		Caractéristique			
		h(mm)	b(mm)	$I_y(cm^4)$	$I_z(cm^4)$	$w_{pl.y}(cm^3)$	$w_{pl.z}(cm^3)$
155	197,8× 10 ²	400	300	57680× 10 ⁴	10820× 10 ⁴	3232× 10 ³	1104× 10 ³

Tableau V. 1 : Caractéristique du profilé HEB 400.

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

- **Semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{24} = 6.25 < 10\varepsilon .$$

Semelle est le Classe 1.

- **Ames (fléchie) :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298}{13.5} = 22.07 < 72\varepsilon$$

L'Ames est classe 1

Donc la section du profilé globale est de classe 1 .

b- La vérification du cisaillement :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

A_v :l'aire de cisaillement .

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 197.5 \times 10^2 - 2 \times 300 \times 24 + (13.5 + 2 \times 27) \times 24$$

$$A_v = 6970 mm^2 .$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{6970 \times 135,68}{1,1} = 859.72 KN$$

$$V_{sd} = 310.12\text{KN} \leq 0,5V_{pl.Rd} = 429.68\text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

c-Vésication du moment fléchissant :

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3232 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 690,47\text{KN.m}$$

$$M_{sd.appui} = 656,44\text{KN.m} \leq M_{pl.Rd} = 690,47\text{KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée .}$$

✚ En travée :

a- Classification de la poutre principale terrasse :

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

• **Semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{24} = 6,25 < 10\varepsilon$$

Semelle est le Classe 1 .

• **Ames (fléchie) :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298}{13,5} = 22,07 < 72\varepsilon$$

l'âme est classe 1

Donc la section du profilé globale est de classe 1 .

b- La vérification du cisaillement :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

A_v : L'aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 197.5 \times 10^2 - 2 \times 300 \times 24 + (13.5 + 2 \times 27) \times 24$$

$$A_v = 6970\text{mm}^2.$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{6970 \times 135,68}{1,1} = 859,72 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 310,12 \text{KN} \leq 0,5 V_{pl.Rd} = 429,68 \text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

c- Vésication du moment fléchissant :

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3232 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 690,47$$

$$M_{sd.appui} = 285,52 \text{KN.m} \leq M_{pl.Rd} = 690,47 \text{KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée .}$$

d- Vérification au déversement :

La vérification au déversement n'est pas nécessaire car nous avons utilisé plancher collaborant qui empêchent le déversement .

V.2.1.2.Poutre principale plancher étage courant :

$$M_{y.sd \text{ appui}} = 656,44 \text{KN.m.}$$

$$M_{y.sd \text{ travé}} = 285,52 \text{KN.m.}$$

$$V_{z.sd} = 310,12 \text{KN.}$$

✚ En appui :

a- Classification de la poutre :

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

• Semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{24} = 6,25 < 10\varepsilon .$$

Semelle est le Classe 1

• Ames (fléchie) :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298}{13,5} = 22,07 < 72\varepsilon$$

l'âme est classe 1

Donc la section du profilé globale est de classe 1 .

b- La vérification du cisaillement :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

A_v : l'aire de cisaillement .

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 197,5 \times 10^2 - 2 \times 300 \times 24 + (13,5 + 2 \times 27) \times 24$$

$$A_v = 6970 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{6970 \times 135,68}{1,1} = 859,72 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 310,12 \text{ KN} \leq 0,5V_{pl.Rd} = 429,68 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

c- Vésication du moment fléchissant :

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3232 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 690,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd.appui} = 656,44 \text{ KN.m} \leq M_{pl.Rd} = 690,47 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{conditon vérifiée .}$$

✚ En travée :

a- Classification de la poutre principale terrasse :

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

• Semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{24} = 6,25 < 10\varepsilon$$

Semelle est le Classe 1 .

• Ames (fléchie) :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298}{13,5} = 22,07 < 72\varepsilon$$

l'âme est classe 1

Donc la section du profilé globale est de classe 1 .

b- La vérification du cisaillement :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

A_v : l'aire de cisaillement .

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 197.5 \times 10^2 - 2 \times 300 \times 24 + (13.5 + 2 \times 27) \times 24$$

$$A_v = 6970 \text{ mm}^2 .$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{6970 \times 135,68}{1,1} = 859.72 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 310.12 \text{ KN} \leq 0,5V_{pl.Rd} = 429.68 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

c- Vésication du moment fléchissant :

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3232 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 690.47$$

$$M_{sd.appui} = 285.52 \text{ KN.m} \leq M_{pl.Rd} = 690.47 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{conditon vérifiée .}$$

d- Vérification au déversement :

La vérification au déversement n'est pas nécessaire car nous avons utilisé plancher collaborant qui empêchent le déversement .

2.2. Dimensionnement des poteaux :

2.2.1. Vérification des poteaux :

Les éléments porteurs verticaux sont soumis à la compression et de la flexion selon le système statique adopté . Comme les moments sont faibles devant l'effort normal on possède à la résistance au flambement .

On doit vérifier que : $N_{sd} < N_{b.Rd}$

Pour la vérification des poteaux , on a va prendre les valeurs maximales (le poteau le plus sollicité) sous les différentes combinaison , à partir du **ROBOT** .

$$M_{sd} = 103,74 \text{ KM.m}$$

$$V_{sd} = 12,52 \text{ KN.}$$

a- Classification du profilé HEA 450:

Poids	Section	Dimension		Caractéristique			
		h(mm)	b(mm)	$I_y(\text{cm}^4)$	$I_z(\text{cm}^4)$	$w_{pl.y}(\text{cm}^3)$	$w_{pl.z}(\text{cm}^3)$
140	178× 10 ²	440	300	63720× 10 ⁴	19465× 10 ⁴	3216× 10 ³	965.5× 10 ³

Tableau V. 2 :Caractéristique du profilé HEA 450

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

- **Semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{21} = 7.14 < 10$$

Semelle est le Classe 1

- **Ames (fléchie) :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{344}{11.5} = 29,91 < 72$$

l'âme est classe 1

Donc la section du profilé globale est de classe 1 .

b- La vérification du cisaillement (effort tranchant) :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

Avec : A_v :l'aire de cisaillement .

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 6575,5 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0,58 \times 235 \times 6575,5}{1,1} = 1404,77 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 125,52 \text{ kN} \leq 0,5 V_{pl.Rd}$$

$$= 702,38 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

c- Résistance au flambement :

d'après le paragraphe (5.5.4 CCM97)

$$N_{sd} < N_{pl.Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec : $\beta_A = 1$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b_f} = \frac{440}{300} = 1,46 > 1,2 \\ t_f = 21 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \text{axe de flambement : (y-y) ; (z-z)} \\ \text{courbe de flambement : a ; b} \end{array} \right.$$

Courbe de flambement	A	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0,21	0,34	0,49	0,76

Tableau V. 3 : Tableau d'imperfection .

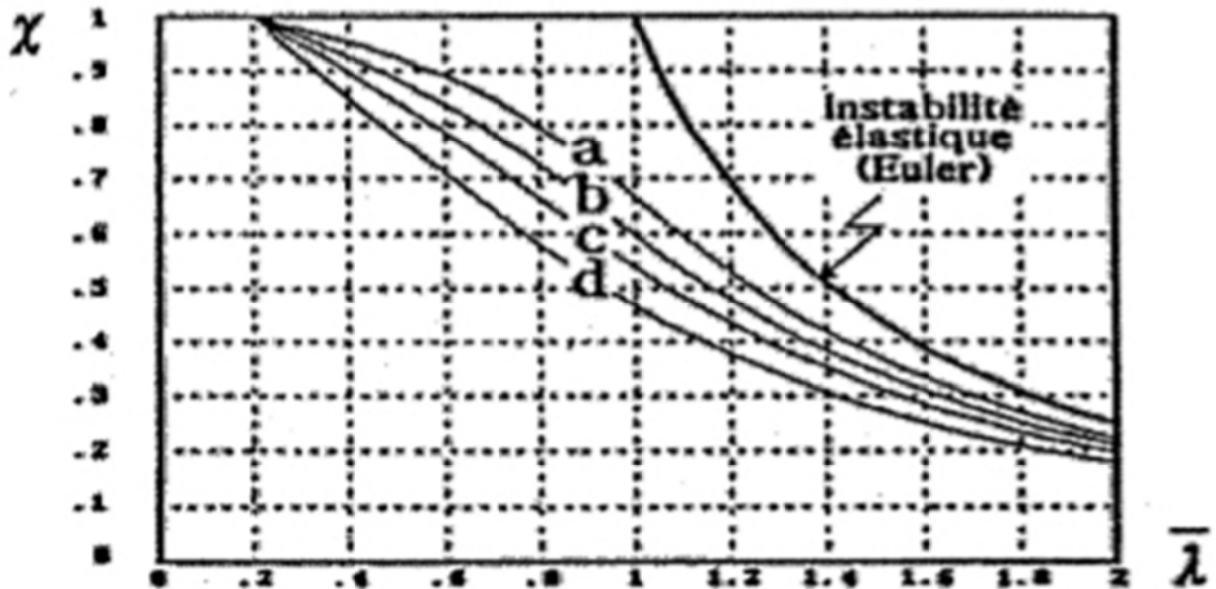


Figure V. 1 : Courbe de flambement.

« D'après le paragraphe 5.549 CCM97 »

Plan (y-y) :

Axe (y-y) → courbe (a) → $\alpha = 0,21$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{0,5 \times 4300}{189,2} = 11,36$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{93,9\epsilon} \right) = \frac{11,36}{93,9} = 0,12$$

Plan (z-z) :

Axe (z-z) → courbe (b) → $\alpha = 0,34$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{0,5 \times 4300}{72,2} = 29,78$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{93,9\epsilon} \right) = \frac{29,78}{93,9} = 0,31$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = 0,31$$

$$\kappa_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + [\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2]^{0,5}} \leq 1$$

Avec :

$$\phi_{lt} = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2 \right] = 0,5 \times (1 + 0,34 \times (0,31 - 0,2) + 0,09) = 0,56$$

$$\kappa_{lt} = \frac{1}{0,56 + [0,56^2 - 0,31^2]^{0,5}} = 0,97 \leq 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,56 \times 1 \times 17800 \times 235}{1,1} = 2129,53 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1339,13 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 2129,53 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

d- Vérification de flexion composée :

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{N,Rd}$

M_{sd} : Moment sollicitant.

$M_{N,Rd}$: Moment de résistance plastique réduit par la prise en compte de l'effort axial .

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \times \left(\frac{1-n}{(1-0,5\alpha)} \right)$$

Avec :

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{1339,13}{3802,72} = 0,35$$

$$\alpha = \frac{A - 2 \times b \times t_f}{A} = 0,29$$

$$M_{pl,yRd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3216 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 687,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{N,Rd} = 522,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 103,74 \text{ KN.m} \leq M_{N,Rd} = 522,31 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2.3. Dimensionnement des contreventements (2UPN120) :

2.3.1. Introduction :

Les éléments de contreventements sont destinés à empêcher le mouvement latéral d'une structure causé par le vent ou par les séisme .

Ils sont conçus pur reprendre les surcharges du vent et de diriger vers les fondations de la structure .Notant que l'existence de la structure indépendante du bardage joue le rôle d'auxiliaire pour que la construction résiste aux efforts du vent . Malgré que les moments soient faibles nous avons utilisé des encastremets en pied poteau car il peut y avoir des actions qui peuvent surgir et induire des efforts moments supplémentaires.

Les efforts sollicitant :

Les efforts donnés par le logiciel robot sont :

$$N_{sd.comp} = 753,59 \text{ KN}$$

$$N_{sd.trac} = 468,64 \text{ KN}$$

a- Classification du profilé UPN 120:

Poids	Section	Dimension		Caractéristique			
		h(mm)	b(mm)	$I_y(cm^4)$	$I_z(cm^4)$	$w_{pl.y}(cm^3)$	$w_{pl.z}(cm^3)$
13,4	17× 10 ²	120	55	364× 10 ⁴	43.2× 10 ⁴	21,2× 10 ³	11,1× 10 ³

Tableau V. 4 :Caractéristique du profilé UPN120.

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

- **Semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{27}{9} = 3 < 10$$

Semelle est le Classe 1

- **Ames (fléchie) :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{82}{7} = 11,71 < 72$$

l'âme est classe 1

Donc la section du profilé globale est de classe 1

b- Vérification à la traction :

On doit vérifier : $N_{sd} \leq N_{pl.Rd}$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 17 \times 10^2}{1,1} = 363,18 \text{KN.}$$

$$N_{sd.traction} = 468,64 \text{KN} \leq 2N_{pl.Rd} = 726,36 \text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

c- Vérification à la compressions :

On doit vérifier : $N_{sd} \leq N_{pl.Rd}$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 17 \times 10^2}{1,1} = 363,18 \text{KN.}$$

$$N_{sd.compression} = 753,59 \text{KN} \leq 2N_{pl.Rd} = 726,36 \text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

d- Vérification au flambement :

Il faut vérifiée que : $N_{sd} \leq \frac{\kappa \times A \times \beta_A \times f_y}{\gamma_{M1}}$

Classe de la section : d'après le tableau des profilés classe 1.

• **Longueur de flambement :**

$$l_f = l_0 = 4,4m$$

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

$\beta = 1$ profilé classe 1 .

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{440}{46,2} = 9,52$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{440}{15,9} = 27,67$$

$\lambda_z > \lambda_y$ Donc il y'aun risque de flambement suivant l'axe z-z

Choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{120}{55} = 2,18 > 1,2$$

$$t_f = 8,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

→ Courbe de flambement b

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) = \frac{27,67}{93,9} = 0,29$$

$$\kappa = 0,9298.$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,9298 \times 1 \times 235 \times 2 \times 17 \times 10^{-1}}{1,1} = 675,37$$

$N_{sd} = 468,64 \text{ KN} \leq N_{b,Rd} = 675,37 \text{ KN}$ condition vérifiée.

2.4.Solive :

Pour les solives plancher terrasse on a pris des profilés en IPE 240 .

a- Classification de la solive IPE 240:

Poids	Section	Dimensio		Caractéristiqu			
		n		e			
G(Kg/m)	A(cm ²)	h(mm)	b(mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	w _{pl.y} (cm ³)	w _{pl.z} (cm ³)
30,7	39,1× 10 ²	240	120	3892× 10 ⁴	284× 10 ⁴	36773,9× 10 ³	11,1× 10 ³

Tableau V.5 : Caractéristique du profilé IPE 240.

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

- **Semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{60}{9,8} = 6,12 < 10$$

Semelle est le Classe 1

- **Ames (fléchie) :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{190,4}{6,2} = 30,71 < 72$$

l'âme est classe 1

Donc la section du profilé globale est de classe 1.

b- Vésication du moment fléchissant :

On doit vérifier que :

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

$$M_{pl.y..Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{367 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 78,40 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 50,67 \text{KN.m} \leq M_{pl.y..Rd} = 78,40 \text{KN.m}$$

c- La vérification du cisaillement :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

Avec : A_v : l'aire de cisaillement .

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 1912,76 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{1912,76 \times 135,68}{1,1} = 235,93 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 43,33 \text{ KN} \leq 0,5V_{pl.Rd} = 117,965 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2.5. Dimensionnement de l'escalier :

2.5.1. Introduction :

Un escalier est une succession des marches et contre marches permettant de passer d'un niveau à un autre, un palier dans la fonction est de permettre le repos pendant la montée.

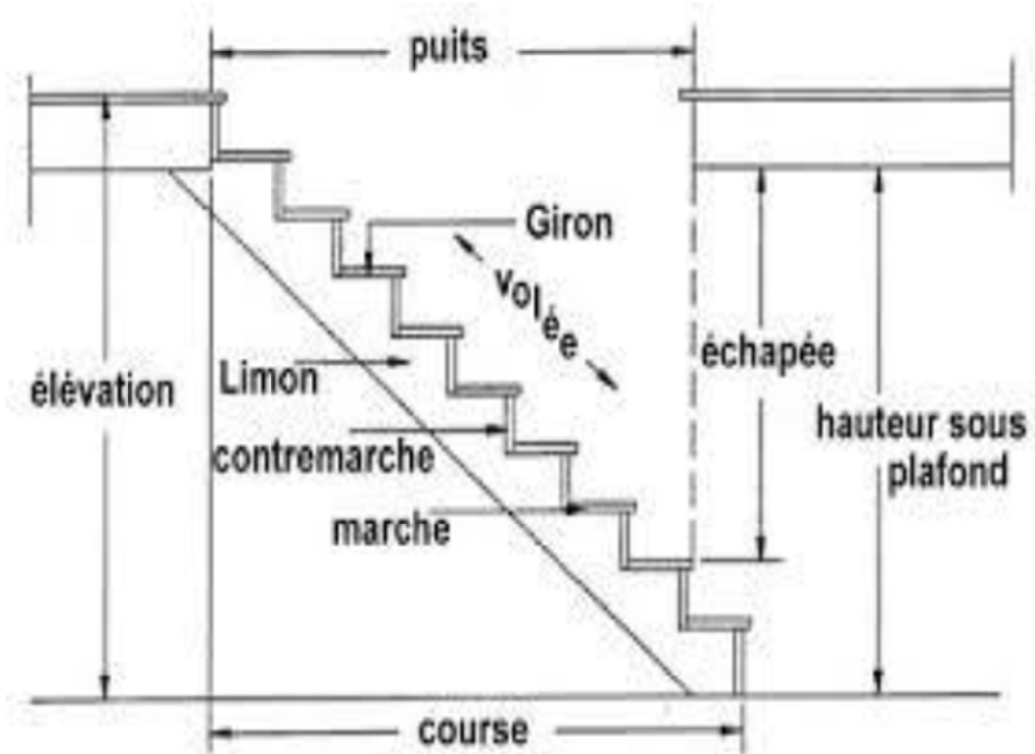


Figure V. 2 : les constituants d'un escalier.

2.5.2. Dimensionnement des marches et contre marches :

D'après la formule de blondel :

$$600\text{mm} \leq 2H+g \leq 660\text{mm}$$

$$250\text{mm} \leq g \leq 300 \text{ mm}$$

$$160\text{mm} \leq H \leq 210 \text{ mm}$$

On prend :

$$H= 0,17\text{m}$$

$$g = 0,30\text{m}$$

On a :

$$\text{Hauteur de l'étage : } h = 3,4\text{m}$$

$$0,6\text{m} \leq 2 \times 0,17 + 0,30 \leq 0,66\text{m}$$

$0,6m \leq 0,64m \leq 0,66m$ condition vérifier

Nombre de marche :

$$N = \frac{h}{H} = \frac{3,40}{0,17} = 20 \text{ marche}$$

10 marche dans chaque volée .

$$L = g \times N = 0,30 \times 10 = 3m$$

➤ **Dimensionnement de la cornière de support :**

Combinaison des charges :

$$G = 1,21 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 2,50 \text{KN/m}^2$$

Els :

$$q_s = (G + Q) \cdot g = (1,21 + 2,50) \cdot \frac{0,30}{2} = 0,56 \text{ KN/m}$$

Vérification de la flèche :

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

$$I_y \geq \frac{5 \cdot q_s \cdot l^3}{384 \cdot E} \rightarrow \frac{(5 \cdot 0,556 \cdot 2^3) \cdot 300}{384 \cdot 21 \cdot 10^7}$$

$$I_y \geq 8,24 \text{cm}^4$$

Alors on prend deux corniere de L 45× 45 × 6

$$I_y = 9,16 \text{cm}^4$$

➤ **Combinaison des charges :**

ELU :

$$q_u = 1,35(G \times g/2 + G_1) + 1,5(Q \times g/2)$$

$$q_u = 1,35 \times \left(1,21 \times \frac{0,30}{2} + 0,04\right) + 1,5 \times \left(2,50 \times \frac{0,30}{2}\right) = 0,86 \text{KN/m}$$

ELS :

$$q_s = (G \times g/2 + G_1) + (Q \times g/2)$$

$$q_s = \left(1,21 \times \frac{0,30}{2} + 0,04\right) + \left(2,50 \times \frac{0,30}{2}\right) = 0,60 \text{KN/m}$$

D. Vérification de la flèche a l'ELS :

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

$$f = \frac{5 \times 0,60 \times 2^4}{384 \times 21.10^7 \times 9,16.10^{-8}} = 6,49.10^{-3} \text{m}$$

$$f = 6,49.10^{-3} \text{m} \leq f_{adm} = \frac{2}{300} = 6,66.10^{-3} \text{m} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

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

$$\frac{h}{t} = \frac{45}{6} = 7,5 < 10 \varepsilon$$

$$\frac{b+h}{2t} = \frac{45+45}{2 \times 6} = 7,5 < 11,5 \varepsilon$$

Alors la cornière est de classe 3

➤ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,Rd}$$

$$\frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

$$V_{pl,Rd} = A_V \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}}$$

Avec :

$$A_V = L \times t = 45 \times 6 = 270 \text{mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 270 \cdot \frac{235 / \sqrt{3}}{1,25} = 29,31 \text{KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{0,86 \times 2}{2} = 0,86 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 0,86 \text{KN} \leq 0,5 V_{pl,Rd} = 14,66 \text{KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

F. vérification du moment fléchissant :

On dot vérifier la condition de résistance :

$$M_{ysd} \leq M_{ely,rd}$$

Avec :

$$M_{ysd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{0,86 \times 2^2}{8} = 0,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{el,rd} = \frac{w_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{2,26 \times 10^{-6} \times 235000}{1,1} = 0,48 \text{ KN.m}$$

$M_{ysd} = 0,43 \text{ KN.m} \leq M_{el,rd} = 0,48 \text{ KN.m}$condition vérifier .

$$h1 = \frac{3,4}{2} = 1,7\text{m}$$

$$\tan \alpha = \frac{1,7}{3} \Rightarrow \alpha = 29,24^\circ$$

$$L_{limon} = \frac{3}{\cos(29,24^\circ)} = 3,44\text{m}$$

2.6. Dimensionnement du limon :

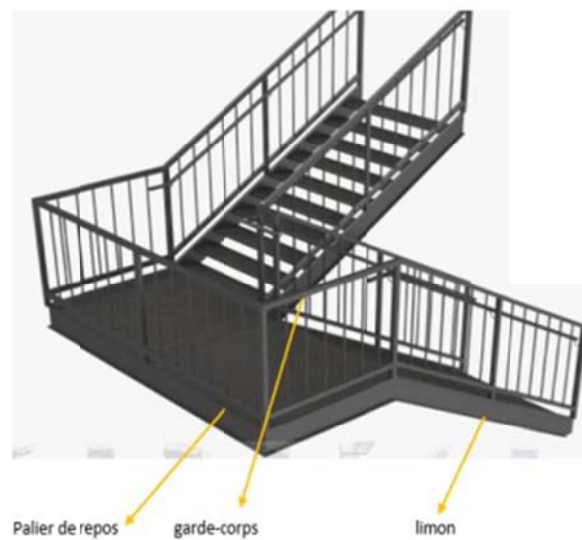


Figure V. 3: escalier a deux voler parallèle

$$h1 = \frac{3,4}{2} = 1,7\text{m}$$

$$\tan \alpha = \frac{1,7}{3} \Rightarrow \alpha = 29,24^\circ$$

$$L_{limon} = \frac{3}{\cos(29,24^\circ)} = 3,44\text{m}$$

➤ **Évaluations des charges :**

$$G_{volé} = 1,21\text{KN/m}^2$$

$$G_{palier} = 3,87\text{KN/m}^2$$

$$Q = 2,50\text{KN/m}^2$$

Chargement a L'ELS :

$$\text{Sur volée : } q_1 = 0,30(1,21+2,50) \times \cos(29,24) = 1,11\text{KN/m}^2$$

$$\text{Sur palier : } q_2 = 0,30(3,87+2,50) = 1,9\text{KN/m}^2$$

Chargement a L'ELU :

$$q_1 = (1,35(1,21 \times 0,30) + 1,5(2,50 \times 0,30)) \times \cos(29,24) = 1,47\text{KN/m}^2$$

$$q_2 = 1,35(3,87 \times 0,30) + 1,5(2,50 \times 0,30) = 2,69\text{KN/m}^2$$

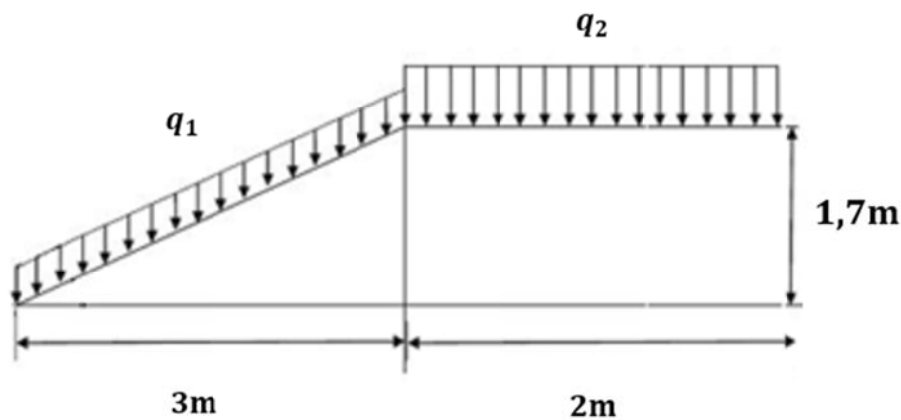


Figure V. 4: Descente des charge sur l'escalier .

➤ la charge équivalente :

$$Q_{eq,ELS} = \frac{(q_1 \times L_1) + (q_2 \times L_2)}{(L_1 + L_2)} = \frac{(1,11 \times 3) + (1,9 \times 2)}{(3 + 2)} = 1,43\text{KN/m}^2$$

$$Q_{eq,ELU} = \frac{(q_1 \times L_1) + (q_2 \times L_2)}{(L_1 + L_2)} = Q_{eq,ELU} = \frac{(1,47 \times 3) + (2,69 \times 2)}{(3 + 2)} = 1,96\text{KN/m}^2$$

Condition de la flèche :

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq f_{adm} \frac{l}{300}$$

$$I_y = \frac{300 \times (5 \times 1,96 \times 5^3)}{384 \times 21 \times 10^7} = 460\text{cm}^4$$

Alors on prend : UPN160

$$I_y = 925 \text{ cm}^4$$

a. Vérification a la flèche (ELS) :

$$Q_{eq,ELS} + p_p = 1,96 + 0,188 = 2,15 \text{ KN/ml}$$

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 2,15 \cdot 5^4}{384 \times 21 \times 10^7 \times 9,25 \times 10^{-6}} = 9 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f = 9 \times 10^{-3} \text{ m} \leq f_{adm} \frac{l}{300} = 0,016 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

➤ Vérification a la résistance :

Classe du profilé UPN160

La classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \frac{115}{7,5} = 15,33 \leq 72$$

L'âme est de classe 1

La classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \frac{32,5}{10,5} = 3,1 \leq 10$$

La semelle est de classe 1

Alors la section du profilé UPN160 est de la classe 1

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$Q_{elu} = 1,35((1,21 \times 0,30) + 0,188) + 1,5(2,50 \times 0,30) = 2,26 \text{ KN}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r)t_f = 1200$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{elu} \times l}{2} \leq V_{pl,rd} = \frac{0,58 \cdot A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{sd} = \frac{2,26 \times 5}{2} = 5,65 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 5,65 \text{ KN} \leq V_{pl,rd} = \frac{0,58 \times 1200 \times 235}{1,1} = 148,69 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

➤ **Vérification du moment fléchissant :**

On doit vérifier que :

$$M_{ysd} \leq M_{ply,rd}$$

Avec :

$$M_{ysd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2,26 \cdot 5^2}{8} = 7,63 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 29,48 \text{ KN/m}$$

$$M_{ysd} = 7,63 \text{ KN/ml} \leq M_{ply,rd} = 29,48 \text{ KN/ml}$$

3. Conclusion :

Un bon dimensionnement tient compte des sollicitations maximales appliquées aux ELU telle que chaque détail constructif composant la structure est calculée .le dimensionnement des éléments structuraux et secondaires métalliques relèvent de code CMM97.

Chapitre VI : Étude sismique

1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les Directions et atteignent la surface du Sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont Plus au moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Cela implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

Dans ce chapitre nous allons calculer l'effort sismique maximal qui va menacer notre structure lors d'un séisme.

Notre bâtiment a une longueur moins importante sa forme est irrégulière.

2. Classification :

Classification de la zone : notre structure se situe à El Kerma Oran dont la zone II de sismicité moyenne. (RPA 2003 p36)

Classification selon leur importance : un show-room est un ouvrage d'importance moyenne groupe 2 . (RPA 2003 p36)

Classification du site : le site S3 (RPA 2003 p41)

Les contreventements utiliser : mixte portique /palées triangulées en V (RPA 2003 p41)

3. Les Méthodes de calcul utilisés :

Le règlement parasismique RPA propose trois méthodes de calcul qui se différencient selon le type de la structure calculée.

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

3.1.méthode statique équivalente:

❖ Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamique qui se développent dans la construction sont remplacée par un système de forces statique fictives dont l'effet sont considérer équivalent a ceux de l'action sismique .

3.2.Méthode modale spectrale :

❖ Principe de la méthode :

Avec cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont après combinés pour obtenir la réponse de la structure.

VI-4. Calcul de la force sismique total :

La force sismique totale V appliquer a la base de la base de la structure , doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec :

- A : coef d'accélération de zone donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment .

Dans notre cas on a zone2 groupe d'usage 1B Selon le tableau 4.1 du RPA99 v 2003 .

A= 0,20

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

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

- T, T_2 : période caractéristique , associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 pour un amortissement $\xi = 5\%$

Dans notre cas :

On a le site s3 $\Rightarrow T_1 = 0,15, T_2=0,50$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+0.05)}} = 1,84 \geq 0.7$$

- R : coefficient de comportement global de la structure .

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4

dans notre structure on fait un contreventement mixte portique / palées triangulées en V

Alor : R = 5

- Q : facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0,15 = 1,15$$

critère de qualité	p_q
Conditions minimales des files de Contreventement.	0
redondance en plan	0
régularité en plan	0,05
Régularité en elevation	0
Contrôle de qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	1
$\sum_6^1 P_q$	0,15

Tableau VI. 1 : facteur de qualité

4. Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad \text{Formule (4-6) RPA 99V22003}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) .

$$h_N = 12,92 \text{ m}$$

- C_T : coefficient fonction du système de contreventement , du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

$$C_T = 0,085$$

Alors:

$$T = 0,085 \cdot 12,92^{3/4} = 0,58 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,50 \text{ s} \leq T = 0,58 \text{ s} \leq 3,0 \text{ s}$$

$$D = 2,5 \cdot 1 \cdot (0,50/0,58)^{2/3} = 2,26$$

$$T = 0,65 \leq 1,30 \times 0,58 = 0,75 \text{ s} \quad \text{condition vérifier}$$

➤ Calcul du poids de la structure :

- W_{Gi} : poids du au charge permanente .
- W_{Qi} : poids du au charge d'exploitation .

$$W = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

- β : coefficient de pondération fonction de la nature et la charge d'exploitation .

$$\beta = 0,30 \quad (\text{RPA p45}) .$$

$$W_i = 68427 \text{ KN}$$

$$V_{x,y} = \frac{0,20 \cdot 2,26 \cdot 1,15}{5} \cdot 68427 = 7113,67 \text{ KN}$$

D'après l'article du RPA99/2003 (cf.4.3.6[2]), la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminés par la méthode spectrale V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Soit $V_t > 0,8 V$.

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

Force sismique	V_t (KN)	80% V (KN)	$V_t \geq 80\% V$
Sens xx	7113,67	5690,94	Vérifiée
Sens yy	7113,67	5690,94	Vérifiée

Tableau VI. 2 : résultante des forces sismique a la base.

5. Étude dynamique :

5.1.Principe :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe, c'est pour cette raison qu'on fait recours à la modélisation.

Cette dernière, revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté infini par un modèle ayant un nombre de degré de liberté fini tout en respectant la précision des paramètres du système d'origine à savoir (la masse, la rigidité et l'amortissement), autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche du comportement réel de la structure.

5.2.Résultat de calcul :

Avec les données :

	Sens X	Sens Y
ξ	5	5
η	1	1
A	0,20	0,20
T_1	0,15	0,15
T_2	0,5	0,5
R	5	5
Q	1,15	1,15

Tableau VI. 3 : Données du spectre de raiponce

Dans le sens X :

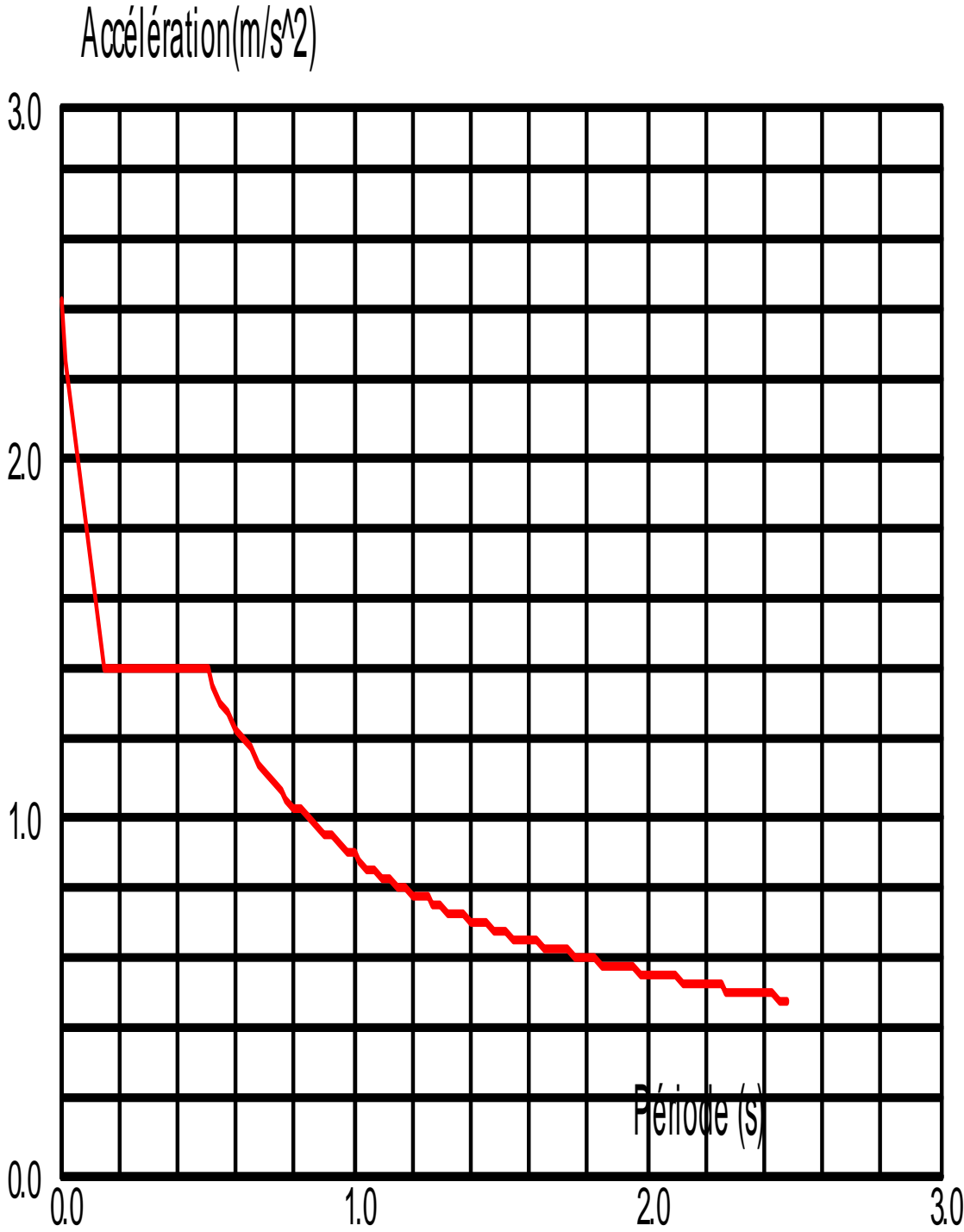


Figure VI. 1 : Diagramme de spectre de réponse suivant le pignon.

✚ Dans le sens Y :

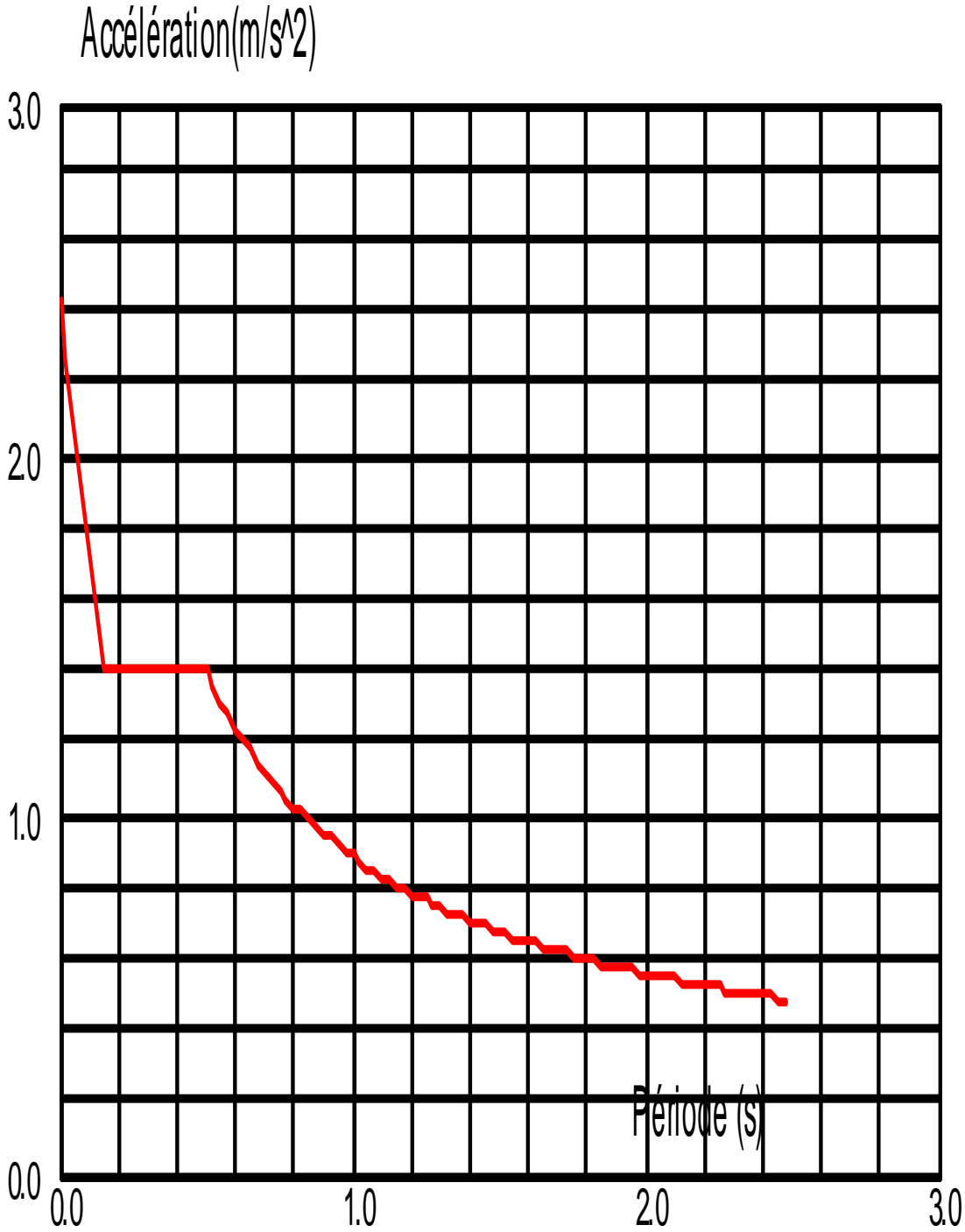


Figure VI. 2 : Diagramme de spectre de réponse suivant le long-pan

5.3. Les raiponces modales de la structure

Les déformations de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants sont :

✚ 1er mode :

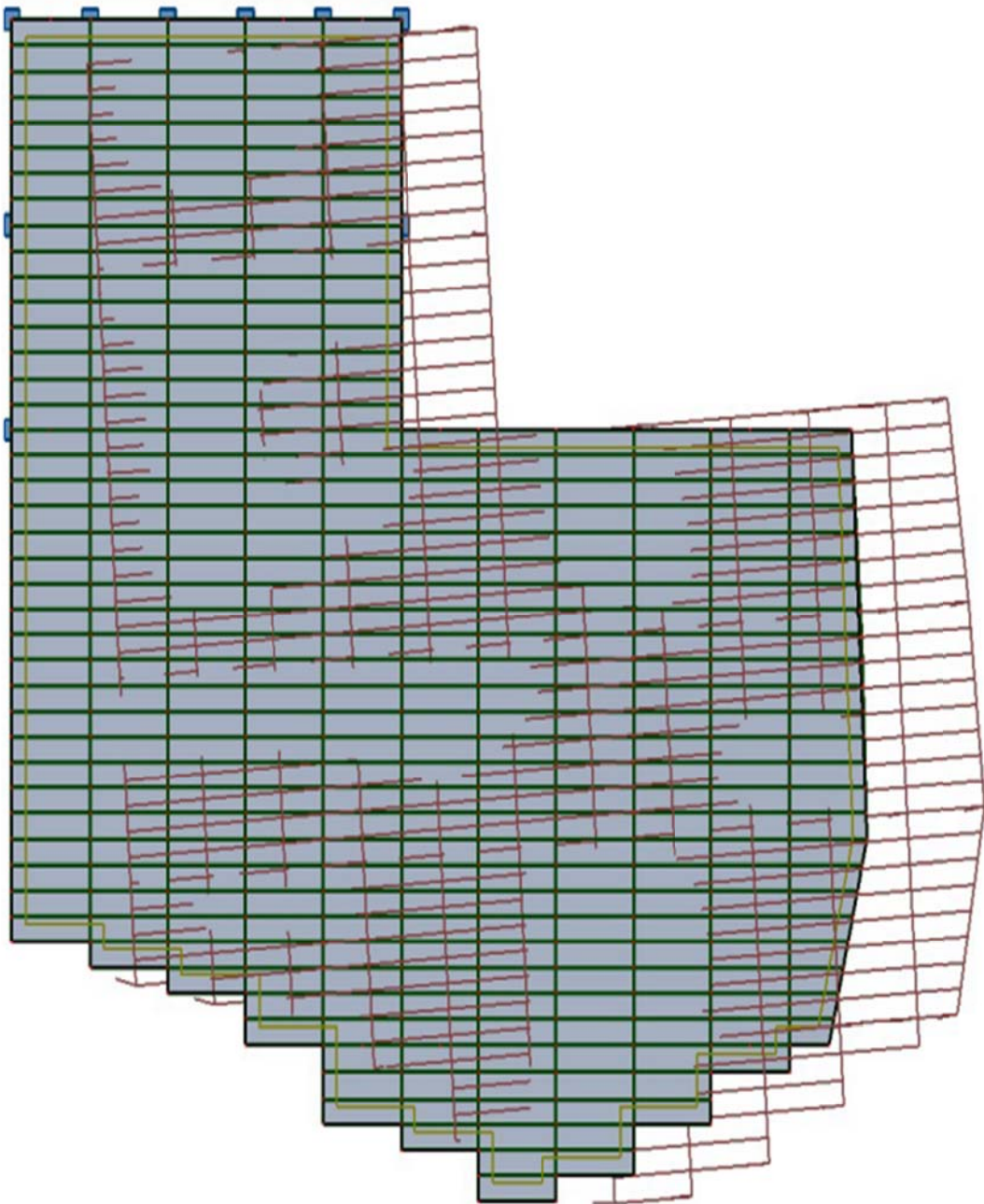


Figure VI. 3 : 1^{er} mode translation de la structure à T=0,72 s suivant Y

Mode 2 :

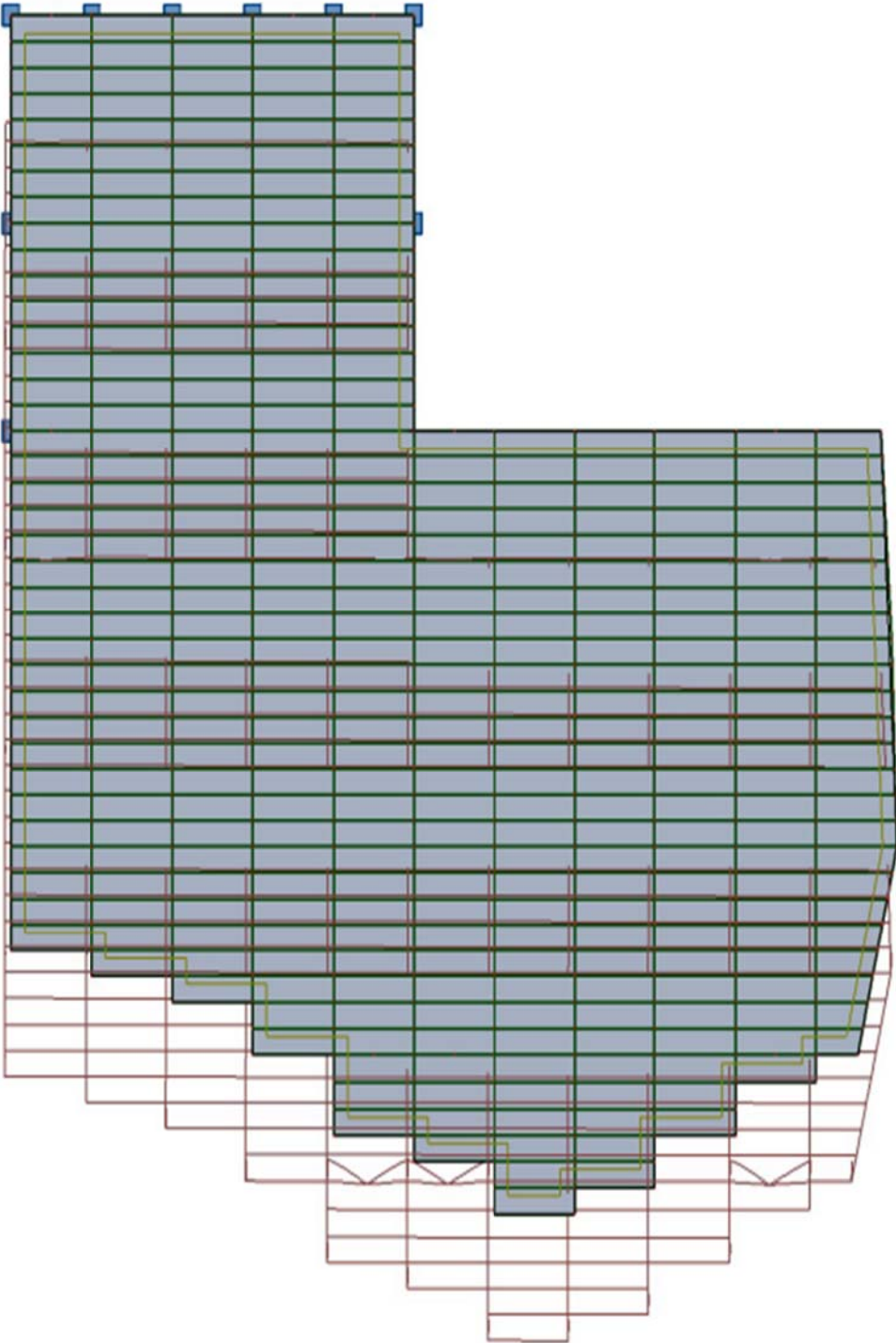


Figure VI. 4 : 2^{ème} mode translation de la structure à T=0,69 s suivant X

Mode 3 :

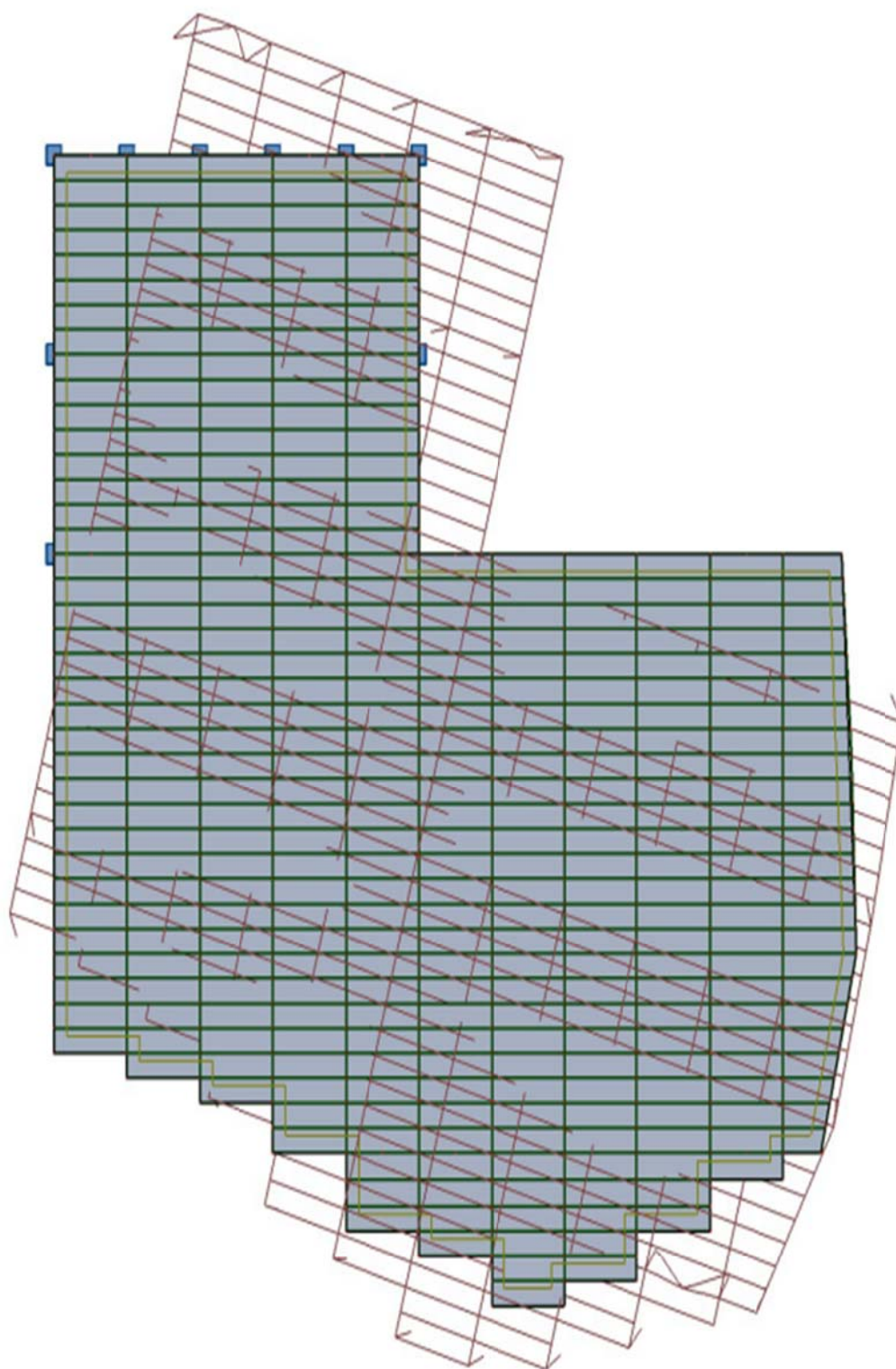


Figure VI. 5: 3^{ème} mode de rotation de la structure à $T=0,57$ s suivant Z

5.4. Résultat de l'analyse dynamique :

➤ Pourcentage de participation de masse

Mode	Période [s]	Masse cumulus U_x [%]	masse cumulus U_x [%]	masse modale U_x [%]	Masse modale U_y [%]
1	0,72	0,33	82,2	0,33	82,2
2	0,69	84,15	82,55	83,82	0,35
3	0,57	84,16	86,08	0,01	3,53
4	0,24	84,16	96,41	0,01	10,32
5	0,21	94,87	96,41	10,71	0
6	0,19	94,88	96,77	0	0,35
7	0,15	94,88	99,22	0	2,46
8	0,12	98,66	99,22	3,78	0
9	0,11	98,66	99,79	0	0,56
10	0,11	98,66	99,82	0,01	0,03

Tableau VI. 4 : Les périodes et les facteurs de participation massique.

5.5. Vérification des déplacements

Selon le RPA99 v 2003 (cf.§ 4.43 [2]), le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (\text{cf.4.19 [2]})$$

- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques 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 :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à (cf.§5.10[2]), c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage $\Delta_k < 1\% H_{\text{étage}}$.

Niveau	δ_k [cm]	$\Delta_{k,x}$ [cm]	$H_{étage}/100$	Observation
RDC	2,0	2,0	3,4	Vérifier
1 ^{er}	4,8	2,8	3,4	Vérifier
2 ^{ème}	7,1	2,3	3,4	Vérifier
3 ^{ème}	8,6	1,4	3,4	Vérifier

Tableau VI. 5 : Déplacements résultants suivant X

Niveau	δ_k [cm]	$\Delta_{k,y}$ [cm]	$H_{étage}/100$	Observation
RDC	2,5	2,5	3,4	Verifier
1 ^{er}	5,2	2,7	3,4	Verifier
2 ^{ème}	7,4	2,2	3,4	Verifier
3 ^{ème}	8,9	1,5	3,4	Verifier

Tableau VI. 6: Déplacements résultants suivant Y.

5.5.1. Définition :

L'effet (P- Δ) est un effet du second ordre (non linéaire), qui se produit dans chaque structure où les éléments sont sujets à une charge axiale (P). Il est associé à l'importance de l'application de la charge axiale (P) et du déplacement (Δ).

Les effets de seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \quad (\text{cf.5.9 [2]})$$

P_k : poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » .

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

V_k : l'effort tranchant d'étage au niveau « k » calculer par logiciel robot .

h_k : hauteur de l'étage « k » .

Si $0,1 \leq \theta \leq 0,2$ les effets $P - \Delta$ 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^{er} ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$

Si $\theta > 0,2$ la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Niveau	$P_k[kN]$	$V_{k,x}[kN]$	$\Delta_k[cm]$	$h_k[cm]$	θ_k
RDC	20130,28	6115,14	2,0	340	0,06
1 ^{er}	16099,52	5642,36	2,8	340	0,07
2 ^{ème}	16099,52	4452,33	2,3	340	0,05
3 ^{ème}	16099,52	2682,54	1,4	340	0,03

Tableau VI. 7 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X (pignon).

Niveau	$P_k[kN]$	$V_{k,x}[kN]$	$\Delta_k[cm]$	$h_k[cm]$	θ_k
RDC	21392,97	5837,45	2,0	340	0,06
1 ^{er}	16099,52	5305,39	2,8	340	0,08
2 ^{ème}	16099,52	4158,33	2,3	340	0,05
3 ^{ème}	16099,52	2497,32	1,4	340	0,03

Tableau VI. 8: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y(long-pan).

6. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons analysé le comportement de notre structure sous l'action du séisme et ceci selon le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003. Deux méthodes ont été utilisées : la méthode statique équivalente et la méthode spectrale modale par lesquelles l'effort tranchant à la base a été déterminé. Suite au contreventement de la structure par des palées en V inversé. Ces dernières ont été les mieux adaptés pour le bon fonctionnement du bâtiment vis-à-vis des ouvertures.

Chapitre VII : Les assemblages

1. Introduction :

Parmi les nombreux avantages de la construction métallique est que la majorité des éléments sont assemblés par boulonnage .Ainsi cet avantage permet d'usiner car tous les éléments d'une structure dans l'atelier avant de les transporter sur chantier et de les assembler. Dans ce chapitre on va faire le calcul des connexions boulonnés et soudés dans les différents cas.

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition de diverses sollicitations entre les pièces sans générer de sollicitations parasites. Il existe deux modes d'assemblages fondamentaux utilisés dans les constructions métalliques :

- ❖ Assemblage par boulonnage.
- ❖ Assemblage par soudure.

2. Principes d'assemblage :

L'assemblage sert à réunir ensemble deux ou plusieurs pièces en assurant la bonne transmission des efforts .Sans entrer dans les calculs de vérification de la résistance des assemblages , le respect de quelques règles simples et le choix de bonnes dispositions constructives donneront des résultats satisfaisants :

- Respecter pour la réalisation de l'ensemble les hypothèses de calcul (encastrement , articulation).
- N'utiliser des renforts qu'exceptionnellement .
- Assurer l'étanchéité de l'assemblage lorsqu'une possibilité de rétention d'eau est probable d'évacuations .
- Réduire le plus possible l'assemble d'éléments de charpente sur le chantier .
- L'assemblage le plus simple est à la fois le plus économique et la plus efficace.
- Respecter la convergence des axes de barre .

3. Mode d'assemblage :

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- ❖ Les assemblages soudés.
- ❖ Les assemblages rivetés.
- ❖ Les assemblages boulonnés .

- ❖ Les assemblages collés .

3.1. Les boulonnage :

Les boulons peuvent être utilisés en atelier ou sur le chantier. Ils sont assez couramment mis en œuvre. Un boulon comporte une tête hexagonale, un corps cylindrique fileté qui constitue la vis et un écrou également hexagonal. Les rondelles, freins d'écrou, contre-écrou font partie des accessoires des assemblages. Les jeux dans les trous sont de 1 à 2 mm.

Ils travaillent soit en traction, soit au cisaillement. Le serrage d'un boulon ordinaire se fait soit manuellement, soit avec une clé, soit pneumatiquement.

3.2. Les soudage :

Le soudage consiste à fondre l'acier localement avec ou sans apport de métal (toujours de l'acier) de manière à reconstituer une continuité de la matière aussi parfaite que possible. Le procédé le plus courant en construction métallique est la soudure à l'arc qui utilise la chaleur produite par un arc électrique pour porter l'acier à la température de fusion, Les positions de soudage peuvent s'effectuer pour des pièces :

- à plat bout à bout .
- à plat superposé .
- à plat d'angle.

4. Calcul des assemblages :

4.1. Assemblages (poteau HEA 450-traverse HEA 400) :

L'assemblage par angle de portique. Ce type de liaison est par exemple mis en œuvre à un joint de dilatation. La poutre prend appui sur le poteau, mais elle conserve un mouvement libre horizontal.

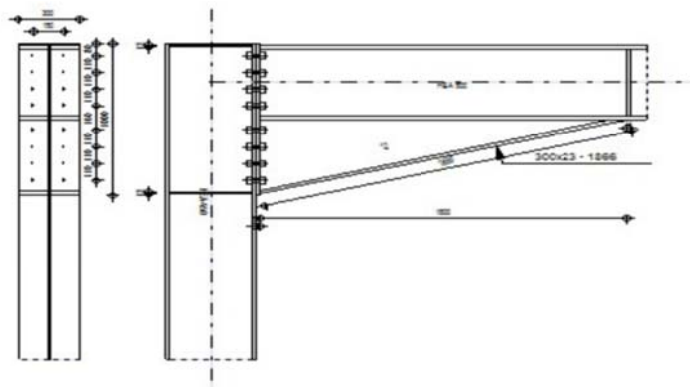


Figure VII. 1 : Assemblage poteau –traverse .

Poutre HEA 400:

Matériau: ACIER

$b=300\text{mm}$

$h=400\text{mm}$

$t_w=14\text{mm}$

$t_f=24\text{mm}$

$r=27\text{mm}$

$A=197,78 \times 10^2 \text{cm}^2$

$I_y=45070 \times 10^4 \text{mm}^4$

$I_z = 10820 \times 10^4 \text{mm}^4$

Efforts sollicitant :

On utilise les efforts pris par le logiciel Robot suivant :

$V_{sd} = 2843,95\text{KN}$

$M_{sd}=810,47\text{KN.m}$

4.1.1. Vérification de la soudure poutre –la platine :

On supposera également que l'effort tranchant est repris uniquement par les cordons reliant l'âme à la On supposera que le moment est repris uniquement par les cordons les semelles à la platine . Cet assemblage est soumis au système des forces suivantes :

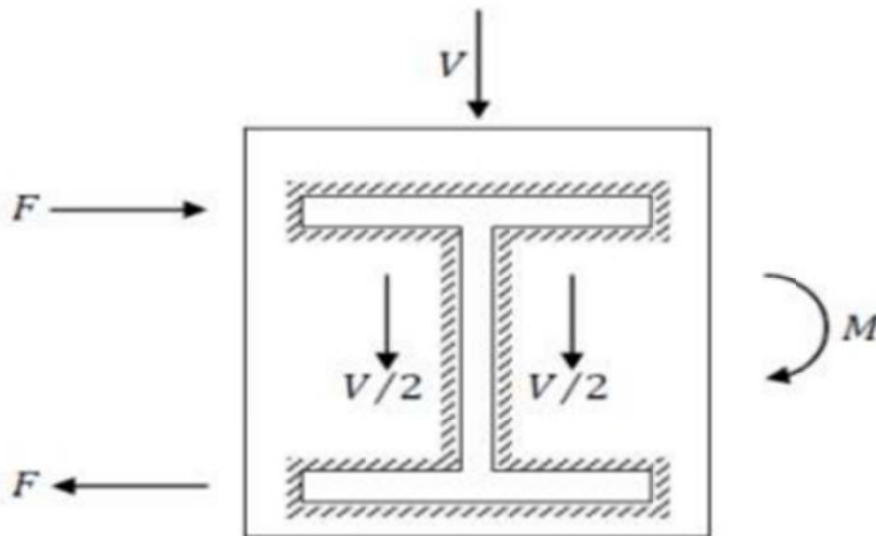


Figure VII. 2 : Assemblage par soudure poutre-platine .

➤ **Cordon de soudure :**

Pour choisir la gorge qui convient pour HEB 400 :

On choisit une platine de (1000×300×20) mm.

Épaisseur de la platine : $e_p=20\text{mm}$.

Épaisseur de la semelle du HEB 400 : $t_f=24\text{mm}$.

Épaisseur de l'âme du HEB 400 : $t_w=14\text{mm}$.

Donc on prend : $a_f=17\text{mm}$

$$a_w=9\text{mm}$$

La longueur des cordons de soudure de la semelle :

➤ **Vérification de la soudure de la semelle à la traction :**

On vérifie que : $N_{sd} \leq F_{w.rd}$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h - t_f}$$

$$F_{w.rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

La nuance d'acier utilisé est Fe 360 donc : $\beta_w = 0,80$

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

La longueur des cordons de soudure de la semelle :

$$\sum l = 2b + 4(b - t_w) = 1746 \text{ mm.}$$

$$F_{w.rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} = \frac{17 \times 1746 \times 360}{1,41} = 7578,38 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{350,92}{0,40} = 877,3 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 877,3 \text{ KN} \leq F_{w.rd} = 7578,38 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement :**

On vérifie que :

$$V_{sd} \leq F_{v.rd}$$

$$F_{v.rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

La nuance d'acier utilisé est Fe 360 donc : $\beta_w = 0,80$

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

La longueur totale des cordons de soudure de l'âme : $\sum l = 4h_i = 1408 \text{ mm.}$

$$F_{v.rd} = \frac{9 \times 1408 \times 360}{1,73} = 2636,95 \text{ KN}$$

$$V_s = 135,46 \text{ KN} \leq F_{v.rd} = 2636,95 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

4.1.2. Disposition constructive :

Pour choix raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents .

➤ **Choix du diamètre du boulon :**

Le choix du diamètre se fera , en déterminant leurs résistances tous en étant proportionnelle à l'épaisseur des pièces assemblées comme suit :

$$t \leq 10 \text{ mm} \quad d = (12 ; 14) \text{ mm}$$

$$10 \text{ mm} < t \leq 25 \text{ mm} \quad d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$$

$t > 25 \text{ mm}$; $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

➤ **L'épaisseur la plus mince :**

$t = \min(t_w ; t_{\text{platine}}) = \min(13.5 ; 20) = 13,5 \text{ mm}$

On prend deux files de 8 boulons $\emptyset 22$ classe HR 10.9 :

$f_{yb} = 900 \text{ MPa}$

$f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$

$d_0 = 22 + 2 = 24 \text{ mm}$

Entraxe et pince longitudinale ($p_1 ; e_1$):

$2,2d_0 = 52,8 \text{ mm} \leq p_1 \leq \min[14t ; 200] = 189 \text{ mm}$ Alors on prend $p_1 = 110 \text{ mm}$

$1,2d_0 = 28,8 \text{ mm} \leq e_1 \leq \min[12t ; 150] = 162 \text{ mm}$ Alors on prend $e_1 = 150 \text{ mm}$

Entraxe et princes transversale ($p_2 ; e_2$):

$1,5d_0 = 36 \text{ mm} \leq e_2 \leq \min[14t ; 200] = 189 \text{ mm}$ Alors on prend $e_2 = 160 \text{ mm}$

$3d_0 = 72 \text{ mm} \leq p_2 \leq \min[12t ; 150] = 162 \text{ mm}$ Alors on prend $p_2 = 150 \text{ mm}$

On a une platine de dimension $(1000 \times 300 \times 20) \text{ mm}$

VII.4.1.3. Détermination des efforts dans les boulons :

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$d_1 = 898$

$d_2 = 788$

$d_3 = 678$

$d_4 = 568$

$d_5 = 408$

$d_6 = 298$

$d_7 = 188$

$$d_8=78$$

$$\sum d_i^2 = 2,51 \text{ m}^2.$$

$$N_1 = 62,77\text{KN}$$

$$N_2 = 55,08\text{KN}$$

$$N_3 = 47,39\text{KN}$$

$$N_4 = 39,70\text{KN}$$

$$N_5 = 28,52\text{KN}$$

$$N_6 = 20,83\text{KN}$$

$$N_7 = 13,14\text{KN}$$

$$N_8 = 5,45\text{KN}$$

L'effort de traction de calcul par boulon à L'ELU égale :

$$F_{t.sd}=N_1=62,77\text{KN}$$

L'effort de cisaillement de calcul par boulon à L'ELU égale :

$$F_{v.sd}=\frac{N_1}{n}=3,93 \text{ KN}$$

VII.4.1.4.Calcul de résistance au cisaillement de boulon :

On vérifie que :

$$F_{v.sd} < F_{v.rd}$$

$$\text{Avec : } F_{v.rd} = \frac{a_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$a_v = 0,6$$

$$F_{v.rd} = \frac{0,6 \times 1000 \times 303}{1,25} = 145,44\text{KN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd} \cdot 135,46}{n \cdot 16} = 8,47\text{KN}$$

$$F_{v.sd} = 8,47\text{KN} < F_{v.rd} = 145,44\text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de résistance de à la traction de boulon :**

On doit vérifier que :

$$F_{t.sd} < F_{t.rd}$$

$$F_{t.rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = 218,16 \text{KN}$$

$$F_{t.sd} = \frac{N_1}{n} = 3,93 \text{KN}$$

$$F_{t.sd} = 3,93 \text{KN} < F_{t.rd} = 218,16 \text{KN}$$

➤ **Vérification de pression diamétrale :**

On vérifie que : $F_{v.rd} < F_{b.rd}$

$$F_{b.rd} = \frac{K_1 \times \alpha \times d \times t_{ac} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min(2,08; 1,28; 2,5; 1) = 1$$

$$F_{b.rd} = 213,840 \text{KN}$$

$$F_{t.sd} = \frac{N_1}{n} = 3,93 \text{KN}$$

$$F_{t.sd} = 3,93 \text{KN} < F_{t.rd} = 213,840 \text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de glissement (traction et cisaillement combiné) :**

On vérifie : $F_{v.sd} < F_{s.Rd.ser}$

$$F_{s.Rd.ser} = \frac{k_s \times n \times \mu (F_{p.c} - 0,8 F_{t.Ed.ser})}{\gamma_{M3.ser}}$$

$$F_{p.c} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 212,1 \text{KN}$$

k_s : boulons utilisés dans des trous normaux .

μ : 0,5 ; classe de surface A .

$$F_{s.Rd.ser} = 94,98 \text{KN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{v_{sd}}{n} = \frac{135,46}{16} = 8,47 \text{KN}$$

$$F_{v.sd} = 8,47 < F_{s.Rd.ser} = 94,98 \text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

4.1.3. Résistance d'âmes de poteau à la traction:

$$F_t \leq F_{t.Rd}$$

$$F_{t.Rd} = f_y \times t_w \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

b_{eff} : entre axe rangé boulons .

t_w : épaisseur de l'âme .

$$F_{t.Rd} = 461,45\text{KN}$$

$$F_t = \frac{M}{h-t_f} = \frac{350,92}{0,44-0,02} = 835,52$$

$F_t = 835,52\text{KN} < F_{t.Rd} = 461,45\text{KN}$ **condition non vérifiée**

La condition n'est pas vérifiée alors on ajoute un raidisseur d'épaisseur égale à l'épaisseur de l'âme du poteau.

4.2. Assemblage poteau- poteau :

L'assemblage est fait à l'aide de couvre joint avec 2 fils verticaux de boulon HR10.9.

Deux couvre joints qui assurent la liaison entre l'âme et deux autre qui relient les extrémités des semelle des semelle assemblés .

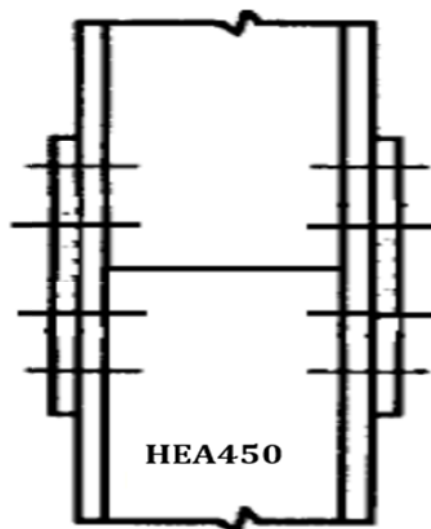


Figure VII. 3 : couvre joint poteau -poteau

Poteau HEA 450 :

$$b=450\text{mm}$$

$$h=400\text{mm}$$

$$t_w=11.5\text{mm}$$

$$t_f=21\text{mm}$$

$$r=27\text{mm}$$

$$A=178 \times 10^2 \text{cm}^2$$

$$I_y=63720 \times 10^4 \text{mm}^4$$

$$I_z = 9465 \times 10^4 \text{mm}^4$$

Effort a prendre en considération :

$$M_{y.sd} = 151,60 \text{KN.m}$$

$$N_{sd} = 1020 \text{KN}$$

4.2.1. Dimensionnement des couvres joints de la semelle (extérieur) :

➤ Distance entre axe des boulons :

$$d_0 = \emptyset + 2 = 20 + 2 = 22 \text{mm}$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad \text{alors on prend : } P_1 = 130 \text{mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad \text{alors on prend : } e_1 = 100 \text{mm}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq 14t \quad \text{alors on prend : } P_2 = 150 \text{mm}$$

$$2,2d_0 \leq e_1 \leq 14t \quad \text{alors on prend : } e_2 = 100 \text{mm}$$

➤ Calcul de l'épaisseur de couvre-joint :

$$N_{pl,rd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_{M0}} \geq \frac{N_{sd}}{2}$$

$$A \geq \frac{N_{sd}}{2 \times f_y} \times \gamma_{M0} = \frac{1,1 \times 1020}{2 \times 235} = 2387,23 \text{mm}^2$$

$$t = \frac{A}{b} = \frac{2387,23}{300} = 7,95 \text{mm}$$

On prend une épaisseur de $t=10\text{mm}$

➤ **Vérification de la section nette :**

$$N_{pl.rd} = \frac{0,9 \cdot f_u \cdot A_{net}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,59 \times 360 \times 2600}{1,25} = 441,79 \text{KN}$$

$$A_{net} = (b - 2d_0) \times t = (300 - 40) \times 10 = 2600 \text{mm}^2$$

$$N_{pl.rd} = 441,79 \text{KN} \geq \frac{N_{sd}}{2} = 510 \text{KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Résistance au cisaillement des boulons des semelles :**

La résistance au cisaillement d'un HR Ø20 est donnée par :

$$\text{Avec : } F_{v.rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{v.rd} = \frac{0,5 \times 1000 \times 245}{1,25} = 98 \text{KN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{N_{sd} \cdot 1020}{8} = 127,5 \text{KN}$$

$$F_{v.sd} = 98 \text{KN} < F_{v.rd} = 127,5 \text{KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Résistance à la pression diamétrale :**

$$F_{b.rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times d \times t_{ac} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 1$$

$$t_{ac} = 31 \text{ mm} \quad \text{Epaisseur couvre joint + l'ame du poteau}$$

$$F_{b.rd} = 144 \text{KN}$$

$$F_{b.sd} = \frac{1 \times 2,5 \times 31 \times 360 \times 20}{1,25} = 446,40 \text{KN} > F_{v.rd} = 98 \text{KN} \dots\dots\dots \text{condition}$$

vérifiée

VII.4.2.2. Dimensionnement des couvre-joint de l'âme :

➤ **Distance entre axe des boulons :**

$$d_0 = \phi + 2 = 20 + 2 = 22 \text{mm}$$

$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$ alors on prend : $P_1 = 130\text{mm}$

$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$ alors on prend : $e_1 = 100\text{mm}$

$3d_0 \leq P_2 \leq 14t$ alors on prend : $P_2 = 150\text{mm}$

$2,2d_0 \leq e_1 \leq 14t$ alors on prend : $e_2 = 100\text{mm}$

➤ **Calcul de l'épaisseur de couvre-joint :**

$$N_{pl,rd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_{M0}} \geq \frac{N_{sd}}{2}$$

$$A \geq \frac{N_{sd}}{2 \times f_y} \times \gamma_{M0} = \frac{1,1 \times 1020}{2 \times 235} = 2387,23 \text{mm}^3$$

$$t = \frac{A}{b} = \frac{2387,23}{300} = 7,95 \text{mm}$$

On prend une épaisseur de $t=10\text{mm}$

➤ **Vérification de la section nette :**

$$N_{pl,rd} = \frac{0,9 \cdot f_u \cdot A_{net}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,59 \times 360 \times 2600}{1,25} = 441,79 \text{KN}$$

$$A_{net} = (b - 2d_0) \times t = (300 - 40) \times 10 = 2600 \text{mm}^3$$

$N_{pl,rd} = 441,79 \text{KN} \geq \frac{N_{sd}}{2} = 510 \text{KN}$ condition vérifiée

➤ **Résistance au cisaillement des boulons des semelles :**

Avec : $F_{v,rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}}$

$$F_{v,rd} = \frac{0,5 \times 1000 \times 245}{1,25} = 98 \text{KN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{N_{sd}}{8} = \frac{1020}{8} = 127,5 \text{KN}$$

$F_{v,rd} = 98 \text{KN} < F_{v,rd} = 127,5 \text{KN}$ condition vérifiée

➤ **Résistance à la pression diamétrale :**

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times d \times t_{ac} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \times 1 \times 20 \times 21,5 \times 360}{1,25} = 309,60 \text{KN}$$

$t_{ac} = 21,5 \text{ mm}$ Epaisseur couvre joint + l'ame du poteau

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 1$$

$$F_{b.rd} = 144 \text{KN}$$

$$F_{vsd} = 63,75 \text{KN} < F_{b.rd} =$$

309,60KNcondition vérifiée

4.3.Assemblage poutre –solive :

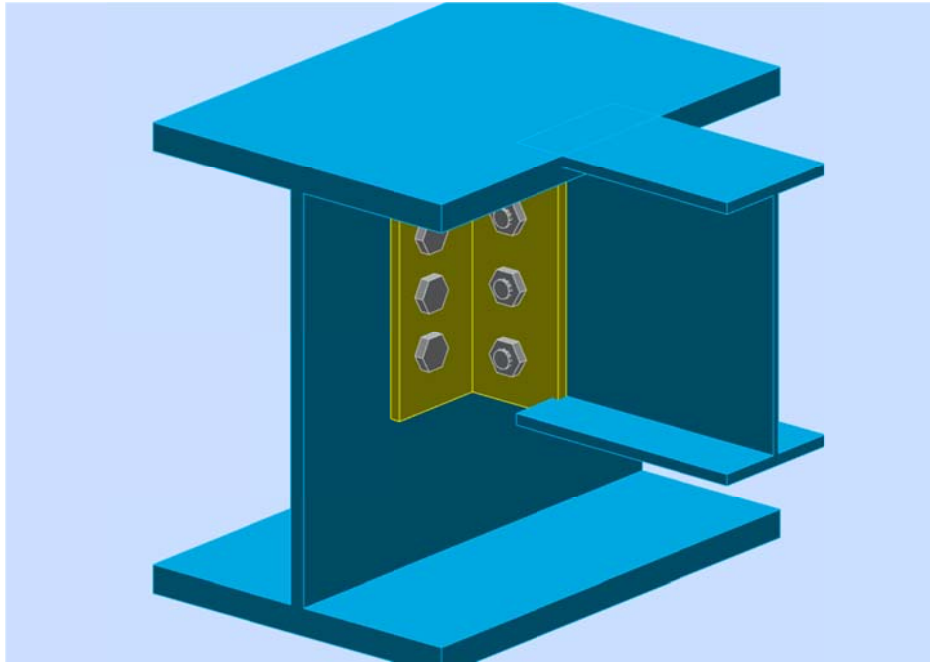


Figure VII. 4 : Assemblage poutre solive .

Solive IPE 240 :

$$b=120\text{mm}$$

$$h=240\text{mm}$$

$$t_w=6.2\text{mm}$$

$$t_f=9.8\text{mm}$$

$$r=15\text{mm}$$

$$A=39.1 \times 10^2 \text{cm}^2$$

$$I_y=3892 \times 10^4 \text{mm}^4$$

$$I_z = 284 \times 10^4 \text{mm}^4$$

L'effort tranchant :

$$V_{sd}=37,12\text{KN}$$

➤ **Épaisseur de la cornière :**

La hauteur de la cornière :100mm

Le gousset est sollicité en cisaillement :

La largeur du plan de cisaillement :100mm

Le diamètre de trou $d_0=18$ mm

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{(l - 2d_0) \times t \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M2}}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{M2}}{(l-2d_0) \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}} = 37,12 \times \frac{1,25}{(100-36) \times 135,68} = 5,34 \text{ mm}$$

On prend alors :L100× 100 × 10

➤ **Disposition constructive :**

L'assemblage est réalisé avec un file verticale de 3 boulons Ø16classe8.8 ,dans des deux cotes de cornière .

$$t = \min(t_f; t_{cornière}) = \min(6,2 ; 10) = 6,2 \text{ mm}$$

$$d_0 = \phi + 2 = 18 \text{ mm}$$

Entraxe (p_1):

$$2,2d_0 \text{ mm} \leq p_1 \leq 14t \quad 39,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 86,8 \text{ mm} \quad \text{Alors on prend } p_1 = 60 \text{ mm}$$

Princes ($e_1 ; e_2$):

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 74,4 \text{ mm} \quad \text{Alors on prend } e_1 = 60 \text{ mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad 27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 74,4 \text{ mm} \quad \text{Alors on prend } e_2 = 65 \text{ mm}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$F_{v,rd} = \frac{0,6 \times A_s}{\gamma_{M2}} \times f_{ub} = \frac{0,6 \times 157 \times 800}{1,25} = 60,28 \text{ KN}$$

- **Cisaillement par effort tranchant (V_{sd}):**

$$V'_{sd} = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{37,12}{6} = 6,19 \text{ KN}$$

- **Cisaillement par moment ($V_{m.sd}$):**

$$V_{m.sd} = \frac{M_{sd}}{P_1} = \frac{\frac{V_{sd}}{2} \cdot \frac{37,12 \times 65}{2}}{60} = 20,11 \text{ KN}$$

- **Cisaillement totale ($V_{t.sd}$):**

$$V_{t.sd} = \sqrt{V'_{sd}{}^2 + V_{m.sd}{}^2} = \sqrt{38,32 + 404,41} = 21,04$$

$V_{t.sd} = 21 \text{ KN} < F_{v,rd} = 60,28 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition}$
vérifiée

4.4. Assemblage contreventement :

L'assemblage 2UPN120 se fait par des boulons. Une seule rangée de 3 boulons 8.8Ø20 sont fixés sur un gousset soudé sur la semelle du poteau aussi à l'ame de poutre avec un gousset de (330× 330 × 10).

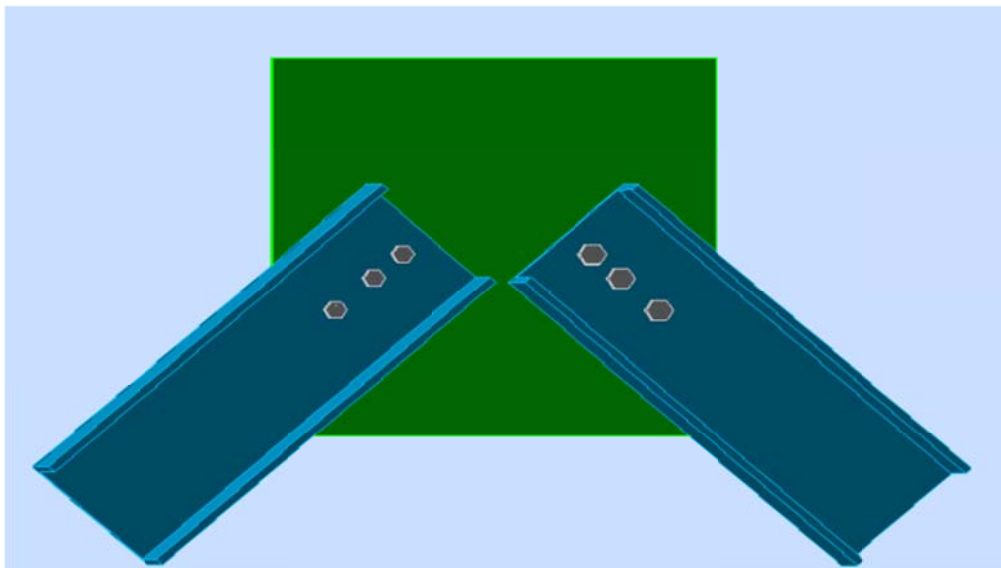


Figure VII. 5 : Assemblage contreventement

Contreventement UPN120 :

b=300mm

h=400mm

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

$$t_f = 24 \text{ mm}$$

$$r = 27 \text{ mm}$$

$$A = 197,78 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 45070 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 10820 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$N_{sd} = 124,11 \text{ KN.}$$

4.4.1. Cordon de soudure gousset – poteau :

On prend le gousset (330 × 330 × 10).

$$a \geq \beta_w \gamma_{mw} \frac{N\sqrt{3}}{f_u \Sigma l}$$

$$a \geq \frac{0,7 \times 1,25 \times 124,11 \times 1,73}{360 \times 330}$$

Donc on prend un cordon de $a = 5 \text{ m}$

Disposition constructive de pinces et de pats :

- $2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 60 \text{ mm}$.
- $2,4d_0 \leq p_2 \leq 14t$ Alors on prend $p_2 = 80 \text{ mm}$.

Pince longitudinale $e_1 e_2$:

- $1,2d_0 \leq e_1 \leq 14t$ Alors on prend $e_1 = 50 \text{ mm}$
- $1,5d_0 \leq e_2 \leq 14t$ Alors on prend $e_2 = 75 \text{ mm}$

➤ Boulons en cisaillement :

Condition à vérifier :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,6 \times 245 \times 800}{1,25} = 940,80 \text{ KN}$$

$$F_{sd} = \frac{N_{sd}}{3} = \frac{124,11}{3} = 41,37 \text{ KN}$$

$$F_{sd} = 41,37 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 940,40 \text{ KN}$$

➤ **Résistance à la pression diamétrale :**

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \times t$$

Avec :

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,83; 0,90; 2,22; 1) = 0,83$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,83 \times 800 \times 20 \times 10}{1,25} = 265,6KN$$

$$F_{sd} = \frac{N_{sd}}{n} = 41,37KN$$

$$F_{sd} = 41,37KN < F_{b,rd} =$$

265,6KNcondition vérifiée

4.4.2. Résistance en traction :

La résistance en traction de la section est déterminée par deux conditions , l'une en section brute , l'autre en section nette :

- Section nette :

$$N_{pl,rd} = \frac{\beta_3 \cdot f_u \cdot A_{net}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,59 \times 360 \times 4030}{1,25} = 684,78KN$$

$$A_{net} = A \times t \times d = 4030mm^2$$

$$N_{pl,rd} = 684,78KN \geq \frac{N_{sd}}{3} = 41,37KN \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

- Section brute :

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \geq \frac{N_{sd}}{3}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{1700 \times 235}{1,1} = 363,18KN$$

$$N_{sd} = 41,37KN \leq N_{pl,rd} = 363,18KN \dots\dots\dots\text{condition vérifiée .}$$

5. Conclusion :

Les résultants trouvés répondent conformément au règlement CCM97.ainsi que l'Eurocode 3, donc on peut dire que les éléments représentent un bon assemblage.

Chapitre VIII : Étude de l'infrastructure

1. Les pieds de poteaux :

1.1.Introduction :

Les pieds de poteau ont pour rôle de transmettre les efforts aux fondations. Cette liaison a aussi un rôle dans la stabilité des bâtiments pour absorber les efforts de flexion.

La plaque d'assise (platine) sont des plaques soudés en bout de poteau doit être suffisamment épaisse ou comporter des raidisseurs pour absorber les efforts de soulèvement (vent). On utilise des boulons (tige d'ancrage) moyen dans le béton de fondation.

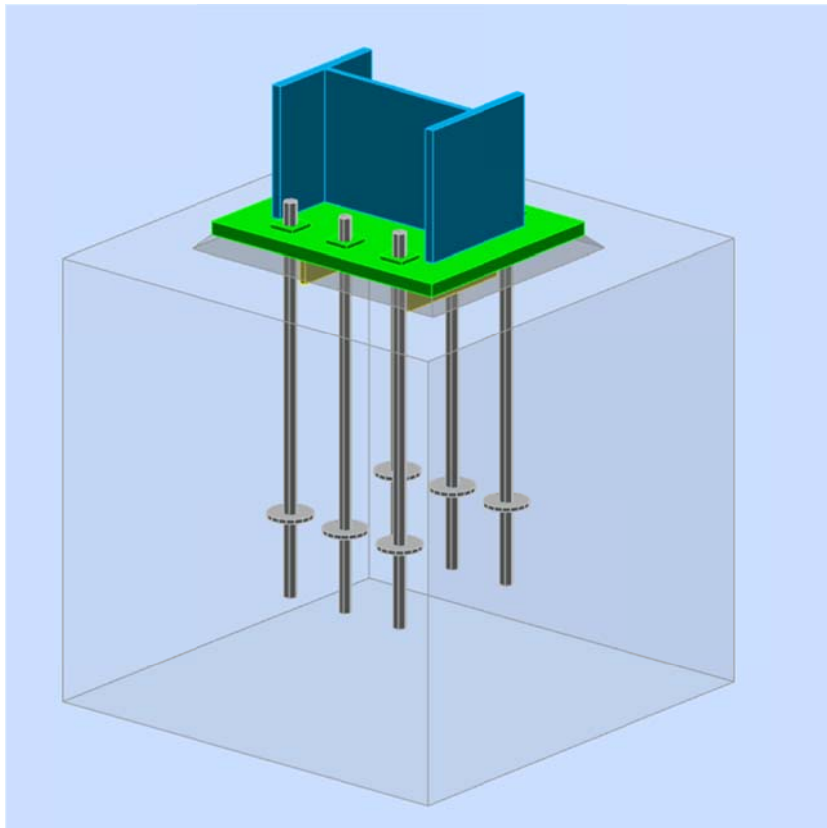


Figure VIII. 1 : Assemblage pied de poteau encastré.

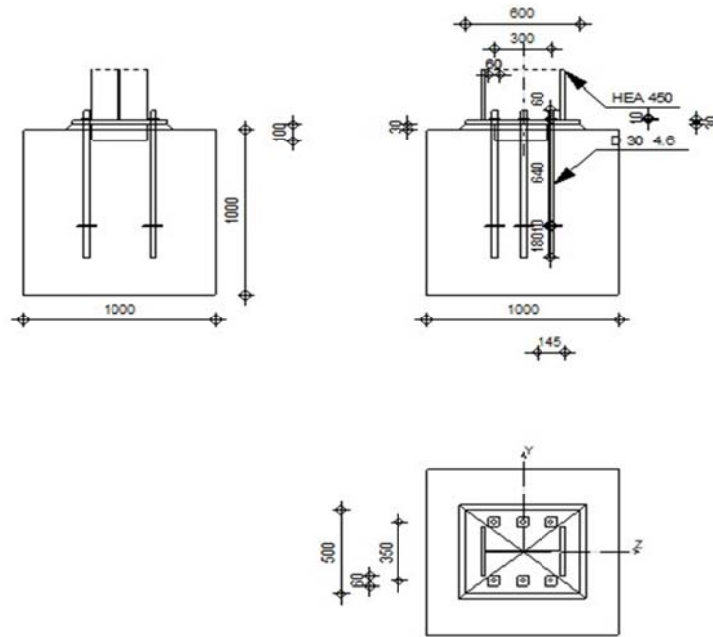


Figure VIII. 2 : Assemblage pied de poteau encastré.

Effort à prendre en considération :

$$N_{sd} = 1006 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 112,20 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 125 \text{ KN.m}$$

1.2. Dimensionnement de la plaque d'assise :

C'est une plaque en acier rectangulaire soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau.

La plaque d'assise doit être dimensionnée afin de résister à l'effort de compression.

$$h_p = 600\text{mm}$$

$$b_p = 500\text{mm}$$

✚ Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise :

$$C=54\text{mm}$$

$$t = t_p = c \sqrt{\frac{3 \cdot f_j \cdot \gamma_{m0}}{f_y}} = 54 \sqrt{\frac{3 \cdot 20 \cdot 1,1}{235}} = 28,62\text{mm}$$

$$t_p = 30\text{mm}$$

VIII.3.1. disposition constructive :

L'assemblage est fait par deux file d'encrage le choix justifier par robot : ϕ 30 de classe 4.6

Boulon	D	d_0	A	A_s	d_m	f_{yb}	f_{ub}
M30	30	33	707	561	49,56	240	400

Tableau VIII. 1 : caractéristiques du boulon

Entraxes (p_1 ; p_2):

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min[14t; 200] = 72,6 \leq p_1 \leq 200 \quad \text{Alors on prend } p_1 = 120\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min[14t; 200] = 99 \leq p_2 \leq 200 \quad \text{Alors on prend } p_2 = 150\text{mm}$$

Princes (e_1 ; e_2):

$$2,2d_0 \leq e_1 \leq 12t = 72,6 \leq e_1 \leq 312 \quad \text{Alors on prend } e_1 = 150\text{mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t = 49,5 \leq e_2 \leq 312 \quad \text{Alors on prend } e_2 = 100\text{mm}$$

✚ Cordon de soudure :

On choisit le cordon de soudure platine-poteau à l'aide de l'abaque de pré dimensionnement de la gorge (a) voir l'Annex D

Profilé : HEA450

$$t_f = 21\text{mm}$$

$$a_{min} = 5,5\text{mm} \leq t_f \leq a_{max} = 14,5\text{mm}$$

$$t_w = 11,5 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 3\text{mm} \leq t_w \leq a_{max} = 8\text{mm}$$

On choisit un cordon de soudure de 8 mm

1.3. Vérification de la résistance de pied de poteau :

1.3.1. Vérification de résistance à la flexion en présence de l'effort axial :

La résistance à la flexion dépend de l'excentricité :

$$e_N = \frac{M_{Ed} - \frac{125,23}{1006}}{N_{sd}} = 0,12m$$

$$Z_c = \frac{h_c}{2} - \frac{t_f}{2} = \frac{440}{2} - \frac{21}{2} = 209,5mm = 0,209m$$

$$e_N = 0,12m \leq Z_c = 0,209m \quad (\text{moment de flexion dominant})$$

1.3.2. Vérification de La résistance a la compression d'un tronçon enT:

$$F_{c,rd} = f_j \times b_{eff} \times L_{eff}$$

Avec :

b_{eff} : Largeur efficace du tronçon en T tel que : $b_{eff} \leq t + 2c$

L_{eff} : Longueur efficace du tronçon en T .

Avec :

$$L_{eff} = \min(b_p; b_{fc} + 2c) = \min(500; 300 + 2 \cdot 54) = 408 \text{ KN}$$

$$b_{eff} = \min\left(c; \frac{h_c}{2} - t_{fc}\right) + t_{fc} + \min\left(c; \frac{h_p - h_c}{2}\right) = \min(54, 199) + 21 + \min(54; 80) = 129mm$$

$$F_{c,rd} = 1053KN$$

$N_{c,sd} = 1006KN < N_{c,rd} = F_{c,rd} = 1053KN$... Condition vérifier donc le pied de poteau résiste a la compression.

1.3.3. Détermination de la résistance à l'effort de traction :

- Résistance à la traction d'une tige d'ancrage :

La résistance de calcul des boulons d'ancrage $F_{t,rd,anchor}$ est égale à la plus petite des valeurs entre la résistance de calcul à la traction du boulon d'ancrage $F_{t,rd}$ et de la résistance de calcul de l'adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage $F_{t,bond,rd}$.

$$F_{t,rd,anchor} = \min (F_{t,bond,rd} ; F_{t,rd})$$

Sachant que :

$F_{t,bond,rd}$: est la résistance de l'adhérence de la tige avec le béton

$$F_{t,bond,rd} = \frac{\pi \cdot d \cdot l_b \cdot f_{bd}}{\alpha}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si : } d < 32 \text{ mm} \quad f_{bd} = \frac{0,36 \times \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \\ \text{Si : } d > 32 \text{ mm} \quad f_{bd} = \frac{0,36 \times \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot \frac{132-d}{100} \end{array} \right.$$

$$d < 32 \text{ mm} \quad f_{bd} = \frac{0,36 \times \sqrt{30}}{1,5} = 1,3 \text{ MPa}$$

Sachant que :

d : diamètre de la tige $d=30\text{mm}$.

f_{ck} : Résistance du béton $f_{ck} = 30\text{MPa}$

l_b : L'ancrage dans le béton $l_b = 640\text{mm}$

$$F_{t,bond,rd} = \frac{1}{2,25} (\pi \cdot \varnothing \cdot l_b \cdot f_{bd}) = 34,850\text{KN}$$

$F_{t,rd}$: Résistance de calcul à la traction de la section du boulon d'ancrage

$$F_{t,rd} = 0,9 \frac{A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,9 \cdot \frac{561,400}{1,5} = 134,64\text{KN}$$

$$F_{t,rd,anchor} = \min(F_{t,bond,rd}; F_{t,rd}) = \min(34,850; 134,64) = 34,85\text{KN}$$

- **Longueurs participants du tronçon en T équivalent :**

La longueur participante du tronçon en T est la suivante :

Mécanisme circulaire : $l_{eff,cp} = 2\pi \cdot m$

Mécanisme non circulaire : $l_{eff,cp} = 4m + 1,25e$

$$m = \frac{P_2}{2} - \frac{t_w}{2} - 0,8\sqrt{2 \cdot a}$$

a_w : cordon de soudure pris égal à 8mm

$$m = \frac{150}{2} - \frac{11,5}{2} - 0,8\sqrt{2,8} = 66,05\text{mm}$$

$$e = e_2 = 150\text{mm}$$

$$l_{eff.cp} = 2\pi \cdot 66,05 = 415\text{mm}$$

$$l_{eff.cp} = 4 \cdot 66,05 + 1,25 \cdot 150 = 451,5\text{mm}$$

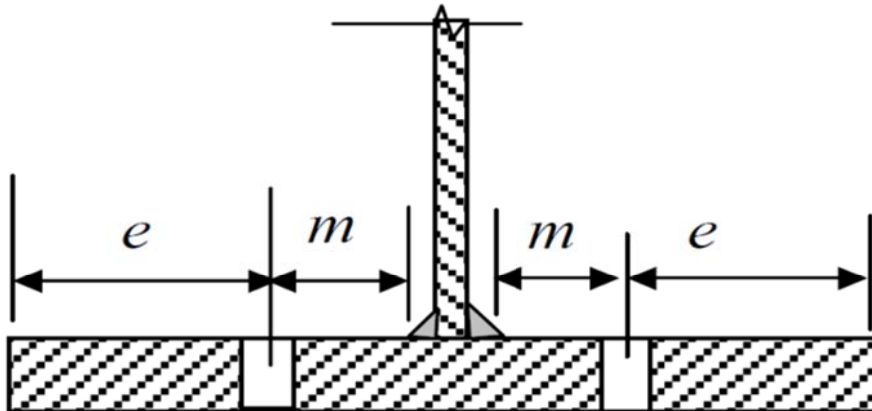


Figure VIII. 3 : paramètre géométrique pour le tronçon en T équivalent tendu.

- **Mode de ruine :**
 - Les modes de ruine possible d'un tronçon en T équivalent tendu sont résumés dans le tableau suivant :

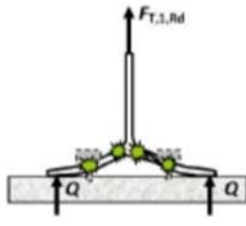
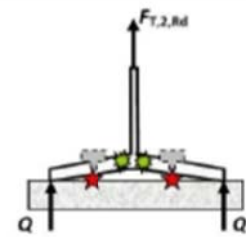
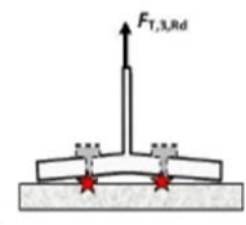
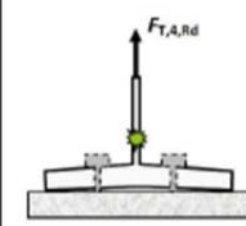
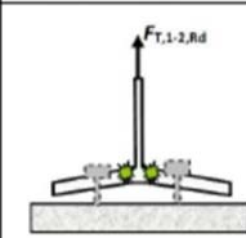
Mode	Description	schéma	Résistance
Mode 1	Mécanisme plastique complet		$F_{t,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m}$
Mode 2	Mécanisme plastique partiel avec ruine du boulon d'ancrage		$F_{t,2,Rd} = \frac{4 M_{pl,2,Rd}}{m + n} + \frac{2 n F_{t,Rd,anchor}}{m + n}$
Mode 3	Ruine du boulon d'ancrage		$F_{t,3,Rd} = 2 F_{t,Rd,anchor}$
Mode 4	Plastification de l'âme tendue		$F_{t,4,Rd} = \frac{b_{eff,t} t_w f_y}{\gamma_{m0}}$ $b_{eff,t} = l_{eff,1}$
Mode 1-2	Ruine par plastification en flexion de la semelle conjointement avec la séparation de la plaque d'assise de la fondation du fait de l'allongement du boulon d'ancrage (effort de levier annulé). Ce mode de ruine remplace les premier et deuxième modes de ruine.		$F_{t,1-2,Rd} = \frac{2 M_{pl,1,Rd}}{m}$
$M_{pl,1,Rd} = m_{pl,Rd} l_{eff,1}; \quad m_{pl,Rd} = \frac{t_p^2 f_{yp}}{4 \gamma_{m0}}; \quad l_{eff,1} = \min(l_{eff,cp}; l_{eff,nc})$ $M_{pl,2,Rd} = m_{pl,Rd} l_{eff,2}; \quad l_{eff,2} = l_{eff,nc}; \quad n = \min(e; 1.25 \text{ m})$			

Tableau VIII. 2 : mode de ruine pour un tronçon en T tendue.

- Longueur participante du tronçon T pour le premier mode :

$$l_{eff,1} = \min(l_{eff,cp}; l_{eff,nc}) = \min(415; 451,5)$$

$$l_{eff,1} = 415 \text{ mm}$$

Longueur participante du tronçon T pour 2^{ème} mode : $l_{eff.2} = l_{eff.nc}$

$$l_{eff.2} = 451,5mm$$

- **Vérification de la présence d'un effet de levier :**

$$L_b \geq L_b^* = \frac{8,8A_s}{l_{eff.1}} \left[\frac{m}{t_p} \right]^3$$

t_{wa} :Épaisseur de la rondelle $t_{wa} = 5mm$

L_b :Longueur de l'allongement du boulon d'ancrage $L_b = 8d + e_m + t_p + t_{wa} + 0,5k = 317mm$

K : Épaisseur de l'écrou : $k = 0,8d = 0,24$

e_m :Épaisseur de mortier de carrelage $e_m = 30mm$

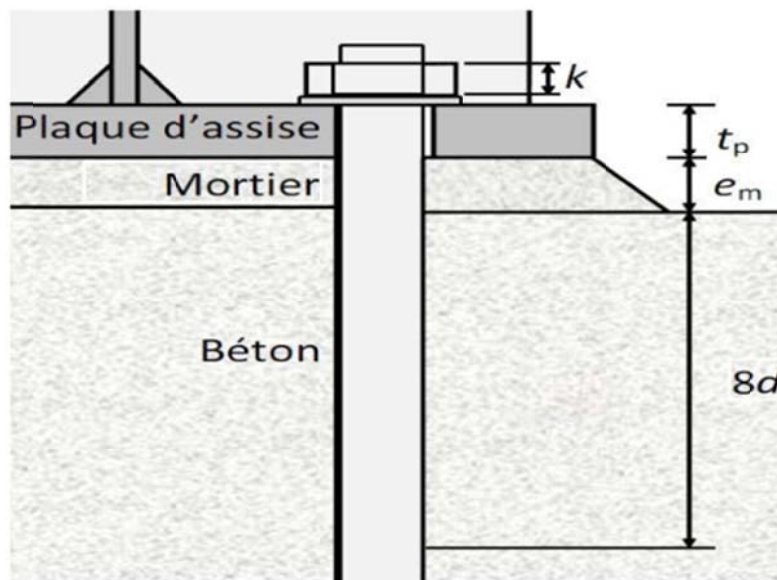


Figure VIII. 4: longueur d'allongement du boulon d'encrage .

L_b^* :Longueur ultime d'allongement du boulon d'ancrage .

$$L_b^* = \frac{8,8.561}{415} \left[\frac{66,05}{30} \right]^3 = 127mm$$

$$L_b = 317mm \geq L_b^* = 127mm$$

- **Calcul de résistance de l'assemblage à la traction :**
 - la résistance finale de l'assemblage d'un tronçon en T équivalent tendu est la petite valeur de résistance des modes de ruine .

$$F_{t,rd} = \min(F_{t1-2,rd}; F_{t2,rd}; F_{t3,rd})$$

1. Mode 1 et 2 :

$$l_{eff,1} = 415mm$$

$$m_{pl,rd} = \frac{t_p^2 \cdot f_y}{4\gamma_{m0}} = \frac{30^2 \times 235}{4 \times 1,1} = 48,068KN$$

$$M_{pl1,rd} = l_{eff,1} \cdot m_{pl,rd} = 415 \times 48,068 = 19,95KN.m$$

$$F_{t1,rd} = \frac{4M_{pl1,rd}}{m} = \frac{4 \times 19,95}{0,06605} = 1208,18KN$$

2. Mode 3 :

$$F_{t3,rd} = 2 \cdot F_{t,rd,anchor} = 2 \times 34,85 = 69,7 KN$$

3. Mode 4 :

$$F_{t4,rd} = \frac{b_{eff} \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{129 \times 11,5 \times 235}{1,1} = 316KN$$

La valeur de la résistance finale :

$$F_{t,rd} = \min(1208,18; 69,7; 316) = 67,7 KN$$

L'assemblage comporte 2 ranger de boulon, alors la valeur de la résistance est :

$$F_{T,rd} = 2 \cdot F_{t,rd} = 2 \times 67,7 = 135,4KN$$

VIII.3.3.4 Verification au cisaillement :

- **Verification des tige d'encrage :**

$$V_{sd} \leq nF_{v,rd}$$

Avec

n: nombre de tige d'encrage

$$6 \times F_{v,rd} = 6 \times 0,6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 6 \times 0,6 \times \frac{561 \times 400}{1,25} = 646,27 KN$$

$$V_{sd} = 112KN \leq nF_{v,rd} = 646,27KN \dots\dots\dots\text{condition}$$

vérifier. Alor la tige d'encrage résiste au cisaillement .

- **Calcul de la résistance de la soudure de la semelle a la traction :**

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

La nuance d'acier utiliser est s235 alors : $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \\ a = 8mm \end{cases}$

$$\sum l = 540 \text{ mm}$$

$$F_{w,rd} = \frac{8 \times 540 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 1099,69 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 112 \text{KN} < F_{w,rd} = 1099,69 \text{ KN}$ condition verifier

- **Vérification de la pression diamétrale :**

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,rd}$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} = \frac{2,5 \times 0,96 \times 360 \times 30 \times 30}{1,25} = 622,08 \text{ KN}$$

Avec :

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min (1,51; 0,96; 1,11; 1) = 0,96$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{112}{6} = 18,66 \leq F_{b,rd} = 622,08 \text{condition vérifier}$$

- **Vérification a la résistance en flexion :**

$$M_{sd} \leq M_{rd} = \min \left(\frac{-F_{c,Rd} \times Z}{e_N + 1}; \frac{-F_{t,Rd} \times Z}{e_N - 1} \right) = \min \left(\frac{-1053 \times 0,418}{0,12 + 1}; \frac{-135,4 \times 0,418}{0,12 - 1} \right)$$

$$M_{rd} = \min(2358 \text{KN} ; 238,30 \text{KN})$$

$M_{sd} = 125,23 \text{KN} \cdot m \leq M_{rd} = 238,30 \text{KN} \cdot m$ condition vérifier

Avec :

$$Z = Z_c \times 2 = 0,209 \times 2 = 0,418$$

$$F_{c,Rd} = 1053 \text{KN}$$

$$F_{t,Rd} = 135,4 \text{ KN}$$

2. Fondation :

2.1.Introduction :

Les fondations jouent un rôle essentiel pour tout ouvrage. Pour réaliser une construction durable, les fondations doivent être adaptés à l'ouvrage et doivent reposer sur un sol stable, elle transmettant les charges de la superstructure au sol. Il convient donc de bien sélectionner le type de fondation à réaliser en fonction de son projet et de son terrain.

2.2.Type de fondation :

- ✓ Fondations superficielles.
- ✓ Fondations semi profondes (puits)
- ✓ Fondations profondes (pieux).

2.3.Etude de la semelle :

$$\sigma_{sol} = 1,4 \text{ Bar}$$

2.3.1. Détermination des sollicitations :

Pour la détermination des sollicitations on considère les deux états limites.

ELU :

$$M_u = 125,23 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1006,53 \text{ KN}$$

ELS :

$$M_s = 89,09 \text{ KN.m}$$

$$N_s = 721,53 \text{ KN}$$

2.3.2. Dimensionnement des semelles :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{S}$$

$$S = A \times B = A^2$$

$$A > \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{72153}{14000}} = 2,27 \text{ m}$$

On prend : $B = A = 2,8 \text{ m}$

$$d > \frac{B-b}{4} = \frac{2,8-0,30}{4} = 0,625$$

$$d = 0,65$$

$$h \geq d+5 = 0,70\text{m}$$

on prend : $h = 0,70$

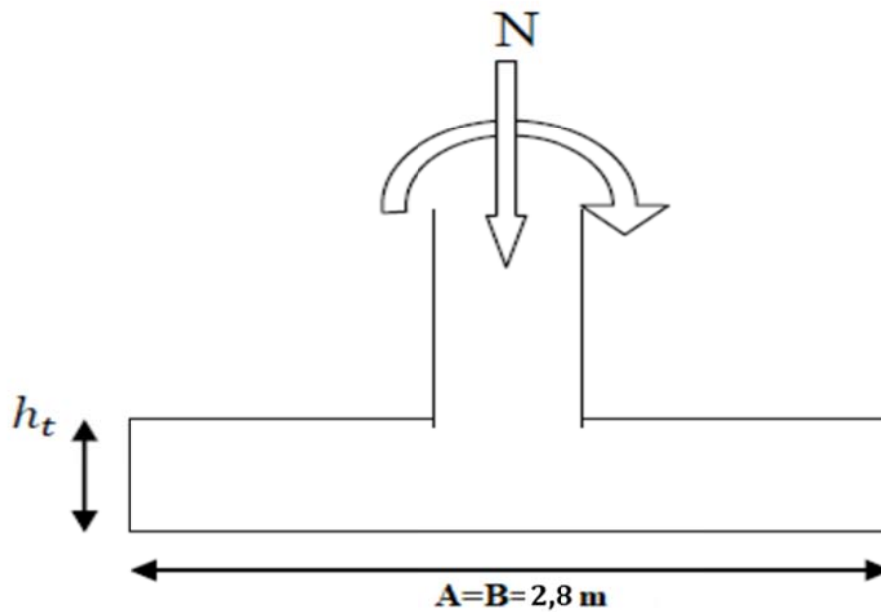


Figure VIII. 5: dimensionner de la semelle isolée.

2.3.3. Vérification de la stabilité :

On doit vérifier l'excentrement de la résultante des force verticale gravitaire et des force sismique reste a l'intérieure de la moitié centrale de la moitié centrale de la base des élément de fondation résistance au renversement .

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{89,09}{721,53} = 0,12\text{m}$$

$$\text{on vérifie que : } A \times B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

$$2,8 \times 2,8 = 7,84\text{m}^2 \geq \left(1 + \frac{3 \times 0,12}{2,8}\right) \frac{721,53}{140} = 5,82\text{m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

$$e_0 = 0,12\text{m} \leq \frac{B}{6} = \frac{2,8}{6} = 0,46\text{m} \quad \text{Alor le diagramme est trapézoïdale.}$$

2.3.4. Le calcul du ferrailage :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{125,23}{1006,53} = 0,12 \text{ m}$$

$$6e_0 = 0,72 \leq A = 2,8 \text{ condition vérifier}$$

$$A = N_{sd} \left(1 + \frac{3e}{A}\right) \times \left(\frac{A-b}{8 \times 0,9 h \times \frac{f_e}{\gamma_s}}\right) = 1006,53 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,12}{2,8}\right) \times \left(\frac{2,8 - 0,30}{8 \times 0,9 \times 0,70 \times \frac{400}{1,15} \times 10^3}\right)$$

$$A = 16,19 \text{ cm}^2$$

Alors on prend 6T20= A=18,85cm²

2.3.5. Le calcul des espacement des cadres :

$$S \leq \min (20 \text{ cm} ; 15\varphi) = \min (20 \text{ cm} ; 15.2) = \min (20 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$$

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

2.4. Calcul des longrines :

Les longrines sont des élément en béton armer il relie toute les fondation entre elle , elles jouent le rôle de chaînage dans les deux directions, et elles sont calculées sous un effort axial de traction comme défini dans le RPA99.

Les dimension minimales de la section transversale des longrine sont : (25× 30 cm²) Site de catégorie S2 et S3.

2.4.1. Calcul du ferrailages :

Le longrine doivent être calculées pour résister a la traction sous l'action d'une force égale

$$a : F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considérée , pour les sols

$$S3 : \alpha = 12$$

$$\text{ELU : } F = \frac{1006,35}{12} = 83,86 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{st} = \frac{83,86}{\frac{400 \times 10^3}{1,15}} = 2,41 \text{ cm}^2$$

ELS : $F = \frac{721,53}{12} = 60,13 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN}$

$$A_{st} = \frac{60,13}{\frac{400 \times 10^3}{1,15}} = 1,72 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale : $A_{st} = 6\%$ de la section .

$$A_{st,min} = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

On prend : 6T12

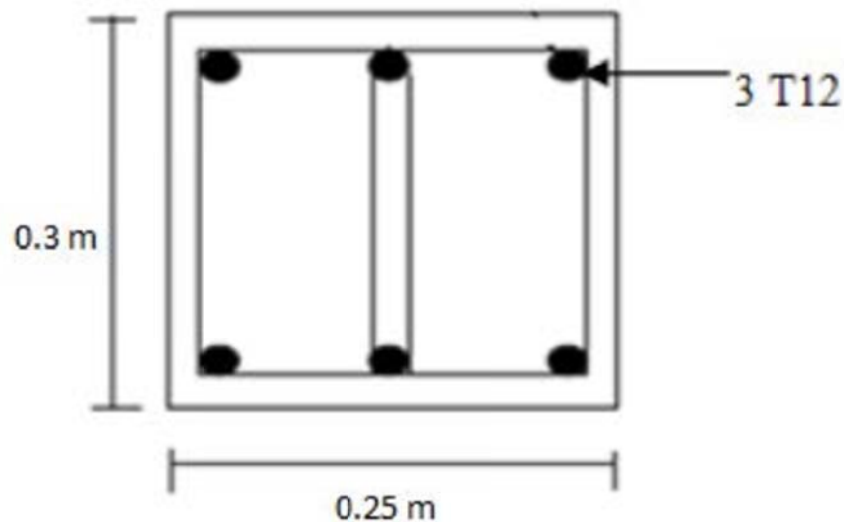


Figure VIII. 6: ferrailage des longrine .

2.4.2. Condition de non fragilité :

$$A_{st,min} \leq 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,4}{400} = 0,93 \text{ cm}^2$$

On prend : 4T8 $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

2.4.3. le calcul de l'espace des cadres :

Selon le RPA99 l'espace des cadres ne doit pas dépasser : (20cm ; 15 φ).

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm} ; 15 \times 0,8) = 12 \text{ cm}$$

Donc on prend l'espace : $S_t = 10 \text{ cm}$.

Conclusion générale

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude était l'occasion pour nous de mettre en pratique l'ensemble des connaissances acquises pendant notre cursus en respectant et se familiariser avec les différents règlement et méthode de calcul ,ainsi avec le logiciel de calcul et de la modélisation en appliquant un cas réel.

Le projet étudier est un showroom R+3 son dimensionnement nous a aidée a remarquer que la structure peut être sujet a différent phénomène qui peuvent la déstabiliser comme le vent et le séisme qui causent des vibration sur la structure et peuvent causer des catastrophes et pour cela on a vérifié la stabilité global de la structure.

On a trouvé que la disposition des contreventements joue un rôle très important dans le comportement de la structure.

On a aussi renforcer nos connaissance dans la construction du béton et de l'acier, ça nous a permis ainsi d'apprendre les différente méthodologie du dimensionnement des fondations sur semelle isolée.

Et finalement le génie civil et spécialement la charpente métallique est un vaste domaine très intéressant qui est très utiliser dans ses derniers temps pour cela nous devant nous améliorer et se perfectionner dans le domaine et on espère que ce modeste travail nous suivra dans notre carrière professionnel .

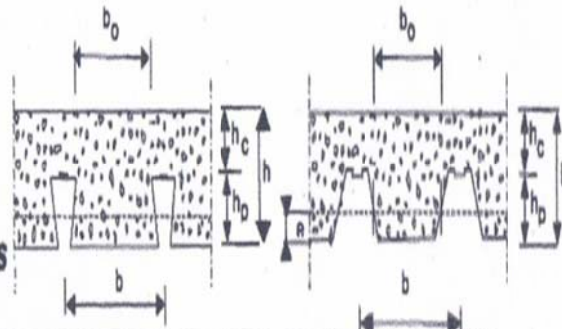
Bibliographie

- 1 Document Technique Règlement Algérien DTR B.C 2.2 :CHARGE PERMANENETE ET CHARGE D'EXPLOITATION centre nationale de recherche appliquer en génie parasismique ,(ALGERIE).
- 2 Document Technique Règlement Algérien DTR C 2-47 :REGLEMENT NEIGE ET VENT (VERSION 2013) centre nationale de recherche appliquer en génie parasismique ,(ALGERIE).
- 3 Document Technique Règlement Algérien DTR B C 2-48 :REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN RPA99 (VERSION 2003) centre nationale de recherche appliquer en génie parasismique ,(ALGERIE).
- 4 Document Technique Règlement Algérien DTR B C 2-44 :REGLEMENT DE CCONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTUREEN ACIER « CCM97 » centre nationale de recherche appliquer en génie parasismique ,1997,(ALGERIE).
- 5 Eurocod 3 « partie 1-1 » et « partie 1-8 » :Eurocode 4 : « partie 1-1 ».
- 6 Règlement Technique de conception et de calcule des ouvrage et des construction en béton armée suivant la méthode des état limite « bael 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'ABITATION de l'urbanisme ,ED :CSTB 2000,(algérien).
- 7 Lahlou Dahmani « CALCULDES ELEMENTS DE CONSTRUCTION METALIQUE SELON L'EUROCOD 3 » .
- 8 MEZZOUAR Abderahman et GHALEM Abdelhadi , 2018, ETUDE ET DIMMENSIONEMENT D'UN HALL A PLUSIEUR VERSANTS .
- 9 ZERROUK Amina Kenza et BENMANSOUR Sarra ,2019, ETUDE D'UN BATIMENT A PLUSIEUR ETAGES (R+10) AVEC UN PLANCHER COLLABORANT.
- 10 BENAISSA Mohammed et KORAIB Abdelfetah ,2020, ETUDE D'un PARC DE STATIONEMENT EN CHARPENTE METALIQUE (R+5) A TLEMCEN « Bab El Djiaid » .

Annexes

ANNEXE A : Etude du plancher mixte

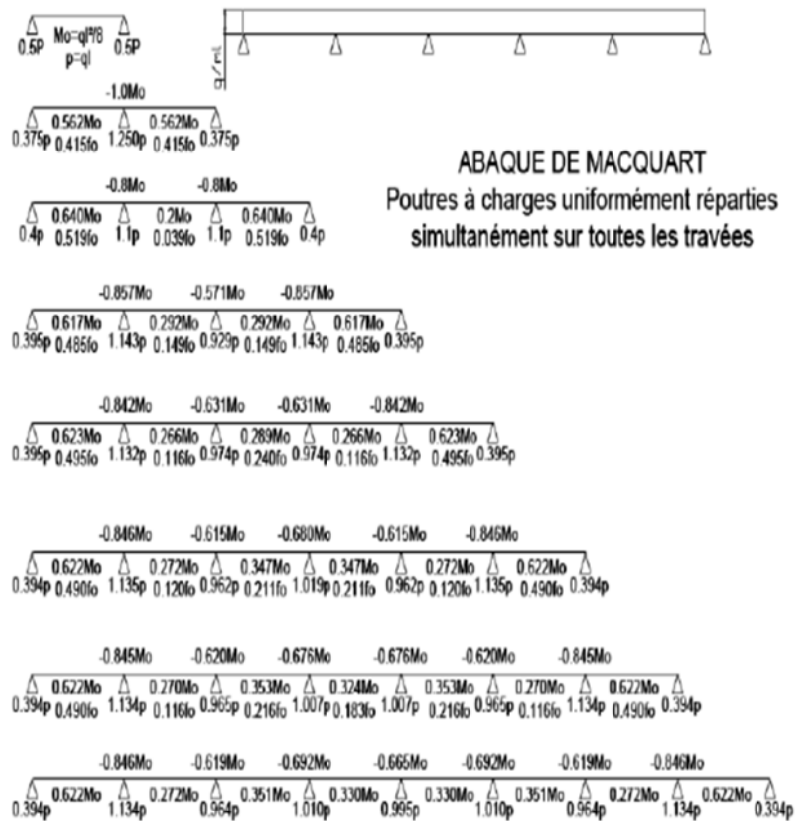
8.5 Mini catalogue de tôles nervurées pour dalles mixtes



Tôle	t (mm)	h _p (mm)	A _{eff} (mm ² /m)	I _{eff} (cm ⁴ /m)	e (mm) CG	b ₀ (mm)	b (mm)	m (N/mm ²)	k (N/mm ²)	t _{int} (N/mm ²)	f _y (N/mm ²)
SUPER-FLOOR (t=0.75)	0.75	77	1216	100.24	42.3	82	192	138.3	0.0095	0	320
SUPER-FLOOR (t=0.88)	0.88	77	1427	118.6	42.3	82	192	138.3	0.0095	0	320
SUPER-FLOOR (t=1.00)	1	77	1621	135.5	42.3	82	192	138.3	0.0095	0	320
HAIRCOL60S(t=0.75)	0.75	60	1026	65.4	30.1	151	300	130.8	0.0469	0	320
HAIRCOL60S(t=0.88)	0.88	60	1213	76.08	29.7	151	300	130.8	0.0459	0	320
HAIRCOL60S(t=1.00)	1	60	1387	85.91	29.4	151	300	130.8	0.0459	0	320
HAIRCOL60S(t=1.25)	1.25	60	1748	106.34	29	151	300	130.8	0.0469	0	320
HAIRCOL59S(t=0.75)	0.75	59	1039	55.15	32.4	89	205	0	0	0	320
HAIRCOL59S(t=0.80)	0.8	59	1112	59.03	32.4	89	205	0	0	0	320
HAIRCOL59S(t=0.88)	0.88	59	1229	65.24	32.4	89	205	0	0	0	320
HAIRCOL69S(t=1.00)	1	59	1405	74.56	32.4	89	205	0	0	0	320
HAIRCOL59S(t=1.20)	1.2	59	1698	90.1	32.4	89	206	0	0	0	320
HAIRCOL59S(t=1.25)	1.25	59	1771	93.98	32.4	89	205	0	0	0	320
COFRASTRA 40 (t=0.75)	0.75	40	1202	15.64	14.2	103.5	150	276.0	0.128		330
COFRASTRA 40 (t=0.85)	0.85	40	1359	20.77	14.2	103.5	150	276.0	0.128		330
COFRASTRA 70 (t=0.75)	0.75	73	1195	64.07	31.4	113	183	332.0	0.085	0	330
COFRASTRA 70 (t=1.00)	1	73	1622	91.32	31.4	113	183	332.0	0.085		330
COFRAPLUS60 (t=0.75)	0.75	58	1029	52.38	33.6	125.5	207	323.8	0.01286	0	330
COFRAPLUS60 (t=1.00)	1	58	1391	69.35	33.8	125.5	207	323.8	0.01286	0	330

Note : les valeurs ci-dessus sont données à titre indicatif et ne sont peut-être plus à jour.

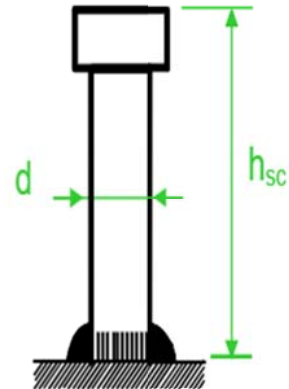
ABAQUE DE MACQUART



dans cette abaque on calcule le moment maximum M_0 , les réactions et la flèche maximum de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients donnés ci-dessus pour trouver les différents moments, flèches et réactions des poutres hyperstatiques

Caractéristique géométrique des goujon

Dénomination du goujon à tête	h_{sc} (mm)	d fût (mm)	d1 tête (mm)	ht tête (mm)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
TRW Nelson KB 5/8"-35	35	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-50	50	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-75	75	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-100	100	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-150	150	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-175	175	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-50	50	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-60	60	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-75	75	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-80	80	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-100	100	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-125	125	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-150	150	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-175	175	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-75	75	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-90	90	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-100	100	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-125	125	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-150	150	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-175	175	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-200	200	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-250	250	22	34.9	10	350	450



Annexes

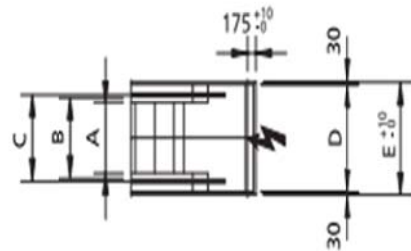
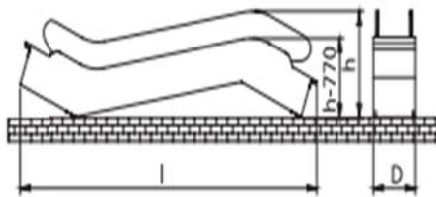
Tableau des armatures

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

Ø	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	37,70
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	7,70	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	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre φ en mm.

Dimensions transports



Detail Z

Combler l'interstice par joints de mastic pour bâtiment (hors fourniture Schindler)



Entrée pour la ligne d'éclairage et la ligne de force ou palier supérieur, au milieu du côté frontal

WIF 90135E-07/2007

Largeur des marches	Hauteur	Poids	Charges sur les appuis		Cotes de transport	
			R1	R2	Hauteur balustrade 1000	
A	H				h	l
mm	mm	kN	kN	kN		
600	3000	58	48	42	2850	11610
	3500	61	51	45	2880	12590
	4000	65	54	48	2910	13580
	4500	68	57	51	2930	14570
	5000	72	60	54	2950	15570
	5500	75	63	57	2970	16560
6000	78	66	60	2)	2)	
800	3000	61	55	49	2850	11610
	3500	65	58	53	2880	12590
	4000	68	62	56	2910	13580
	4500	72	65	60	2930	14570
	5000	76	69	63	2950	15570
	5500	82	74	68	2970	16560
6000	86	78	72	2)	2)	
1000	3000	65	62	56	2850	11610
	3500	69	66	61	2880	12590
	4000	73	70	65	2910	13580
	4500	79	76	70	2930	14570
	5000	83	80	74	2950	15570
	5500	90	87	79	2970	16560
6000	94	91	83	2)	2)	

Annexes

ANNEXE C : Etude des assemblages

Diamètre nominal d	Pas P	Clef	Diamètre du noyau de la vis d3	Diamètre intérieur de l'écrou d1	Diamètre de la rondelle	Section résistante As	Diamètre moyen d _m	Tôle usuelle	Cornière usuelle
8	1.25	13	6.466	6.647	16	36.6	14	2	30
10	1.5	17	8.160	8.376	20	58.0	18.3	3	35
12	1.75	19	9.853	10.106	24	84.3	20.5	4	40
14	2	22	11.546	11.835	27	115	23.7	5	50
16	2	24	13.546	13.835	30	157	24.58	6	60
18	2.5	27	14.933	15.294	34	192	29.1	7	70
20	2.5	30	16.933	17.294	36	245	32.4	8	80
22	2.5	32	18.933	19.294	40	303	34.5	10.14	120
24	3	36	20.319	20.752	44	353	38.8	>14	>120
27	3	41	23.319	23.752	50	459	44.2	-	-
30	3.5	46	25.706	26.211	52	561	49.6	-	-
33	3.5	50	28.706	29.211		694		-	-
36	4		31.093	31.670		817		-	-

Tableau 1 : Principales caractéristiques géométriques

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f _{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f _{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau 2 : Caractéristiques mécaniques correspondant aux différentes classes

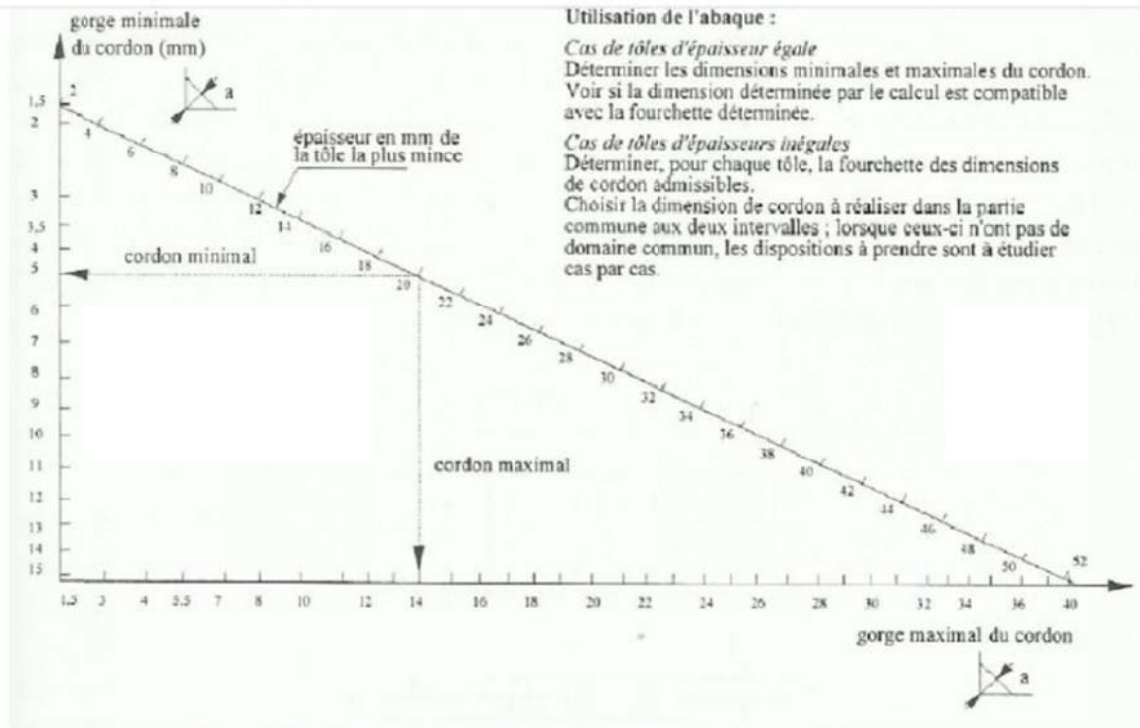


Figure 19 : Abaque de pré-dimensionnement de la gorge a

Acier	f_u (MPa)	β_w	γ_{Mw}
S 235	360	0,8	1,25
S 275	430	0,85	1,30
S 355	510	0,9	1,35

β_w γ_{mw} variables selon la nuance d'acier

Coefficients	trou nominal	trou surdimensionné	trou oblong
k_s	1	0.85	0.7
$\gamma_{Ms,ser}$ ELS	1.20	1.20	1.20
$\gamma_{Ms,ult}$ ELU	1.10	1.25	1.25

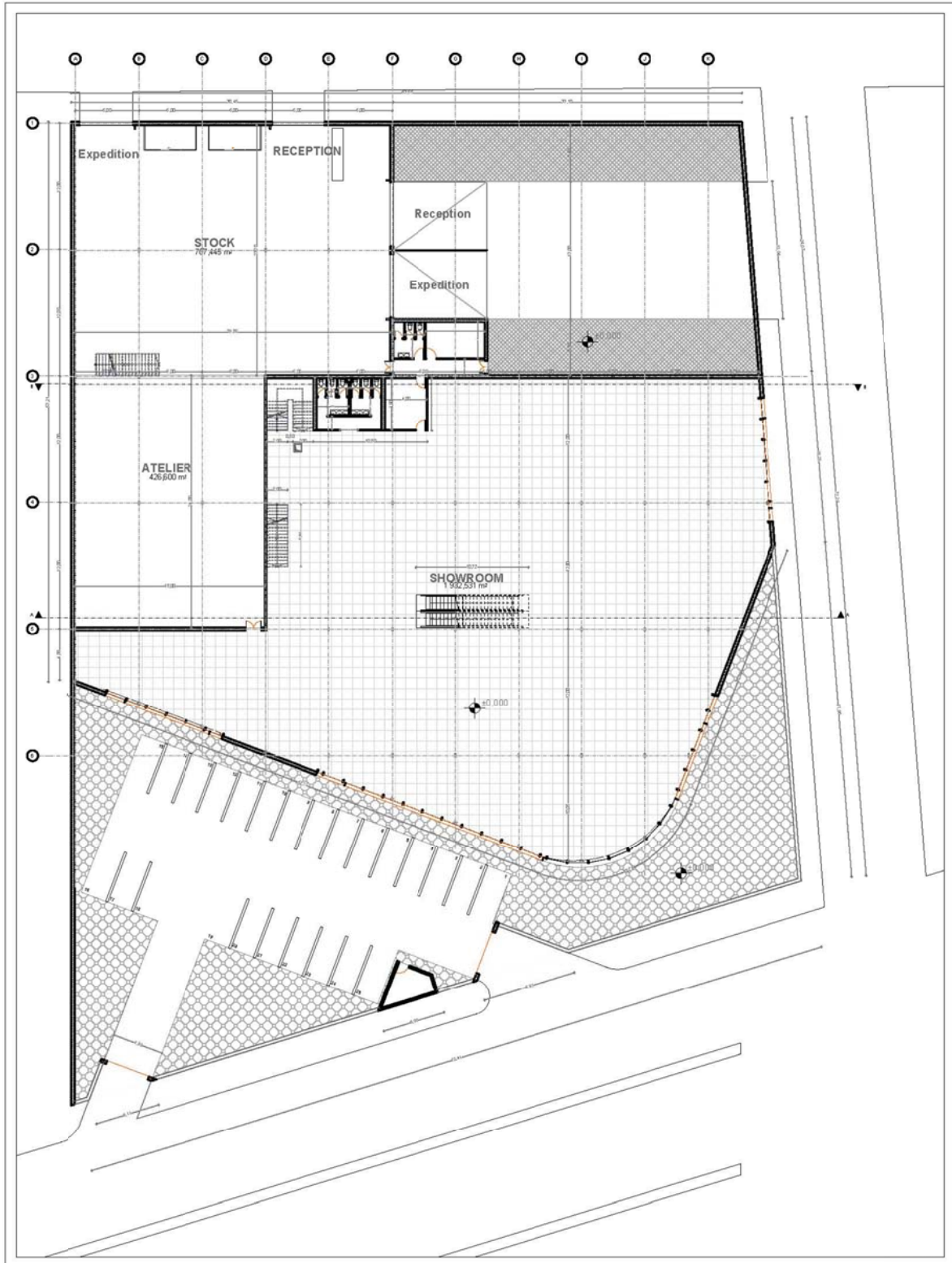
Classe de surface	μ coefficient de frottement	état de surface
A	0.5	Grenaillé ou sablé
B	0.4	Grenaillé, sablé et peint
C	0.3	Brossé
D	0.2	Non traité

Annexes

Annexe D :



Annexes



Annexes

