

République algérien Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية



UNIVERSITE SAAD DAHLAB BLIDA 01

جامعة سعد دحلب البليدة 01

FACULTE DE TECHNOLOGIE

كلية التكنولوجيا

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

دائرة الهندسة المدنية

**Projet de Fin d'Etudes pour l'obtention du Diplôme de Master en
Charpente Métallique et Mixte**

**Etude d'un bâtiment (R+10+2SS) a usage
d'habitation en charpente métallique**

Mémoire Réalisé par :

**BENMALEK SOHEIB MOUTAMENE
BOUSBACI MAROUA**

Promoteur :

M^{me} F.Z HALFAYA

Co-Promoteur :

Mr M.AIT BELCKACEM

Année universitaire 2021/2022

ملخص

مشروعنا النهائي للتخرج الجامعي هو دراسة وتحقيق في بناء المعدني المتكون من طابق ارضي + 10 طوابق علوية + طابقين سفليين للاستخدام السكني في ولاية الجزائر.

تم تطوير هذا المشروع مرورا بعدة مراحل. اجرينا مسار الحمل لتصميم اولي العناصر الهيكلية، ثم دراسة زلزالية استعاننا بقانون المنشآت 99، ثم تحقيق المركبات للبناء استنادا على قوانين التصميم الحديدي 97، واخيرا انشاء دراسة الأساس

كلمات مفتاحية: الإطار المعدني، قانون المنشآت، قوانين التصميم الحديدي

Résumé

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment R+10+2Ss en charpente métallique à usage d'habitation dans la wilaya d'Alger.

Le projet est élaboré par plusieurs étapes, on a effectué la descente de charge pour le prédimensionnement des éléments porteurs, une étude sismique selon le RPA 99, la vérification des éléments, puis des assemblages de la structure selon le CCM 97 et enfin l'étude de fondation.

Mots clés : charpente métallique, RPA 99, CCM 97

Abstract

The final project study is to investigate a metal frame building G+10+2B for a residential use in Alger.

This project is developed by many stapes; we performed the load path for the preliminary design of structural elements, a seismic survey using the RPA 99 code, verification of the elements and assemblies of the structure according to the CCM 97 code and finally the foundation design.

Key words: Metal frame, RPA 99, CCM 97

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

*A Dieu le tout puissant de m'avoir prêté longue vie, le
courage, la patience et la volonté fine d'accomplir mon
parcours et arriver au terme de ce projet*

A mes très chers parents qui ont veillé sur moi pour que

Je me retrouve là où je suis aujourd'hui.

A mes sœurs (Mélissa ; Safaa) et mes frères

(Mohamed ; Fares)

A tous ma famille BOUSBACI et DJANATI

A tous mes amis avec qui j'ai partagé des beaux moments

A toutes les personnes qui m'ont aidé de près et de loin.

Bousbaci Maroua

DEDICACE

Je remercie ALLAH le tout Puissant, clément et Miséricordieux de m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail, ensuite je remercie infiniment mes parents, qui m'ont encouragé et aidé à arriver à ce niveau-là.

*C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde **ma chère Mère**, qui m'a accompagné durant les moments les plus durs et pénibles de ce long parcours de mon éducation. Je prie le Dieu le Miséricordieux qu'il te protège et te garde en bonne santé, **mon Père**, qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de l'enseignement. Celui qui a toujours resté à mes côtés dans les moments durs de ma vie.*

À mes chers frères HICHEM, CHERIF, MOHSINE, YUCEF, ABDELKADER, ZAKARIA et mon très cher jumeau MOHAMED.

À mes chères belles sœurs.

À mon binôme Maroua.

À tous mes amis proches ou loin.

À tous ceux qui me sont chers, et qu'ils trouvent leur place dans mon cœur.

BENMALEK SOHEIB MOUTAMENE

Sommaire

Résumé

Dédicace

Remerciements

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Les plans d'architecture

Introduction général

Chapitre I : Généralité

I.1. Introduction.....	01
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	02
I.3. Règlements techniques.....	02
I.4. Matériaux utilisés.....	02
I.4.1 Acier.....	02
I.4.2 Béton.....	03
I.4.2.1 La résistance à la compression.....	03
I.4.2.2 La résistance à la traction.....	04
I.5. Les éléments structuraux.....	05
I.5.1. Les poteaux.....	05
I.5.2. Les poutres.....	05
I.5.3. Les contreventements.....	05
I.5.4. Les assemblages.....	05
I.6. Conception de l'ouvrage.....	07
I.6.1. Conception architecturale.....	07
I.6.2. Conception structurelle.....	07
I.6.2.1. Structure horizontale.....	07
I.6.2.2. Structure verticale.....	08
I.7. Les situations du projet.....	11
I.8. Les combinaisons d'action.....	11
I.8.1. Situation durable.....	11
I.8.1.1. État limite ultime (ELU).....	11
I.8.1.2. État limite de service (ELS).....	12
I.8.2. Situation accidentelle.....	13
I.9. Vérification des flèches et des déplacements.....	13

Chapitre II : Pré-dimensionnement

II.1. Introduction.....	14
II.2. Les planchers.....	14
II.2.1. Phase de construction.....	14
II.2.2. Phase finale.....	14
II.3. Estimation des charges des planchers.....	14
II.3.1. Plancher terrasse.....	14

II.3.2. Plancher courant.....	15
II.4. Pré dimensionnement des éléments.....	15
II.4.1. Les solives.....	15
II.4.1.1. Plancher terrasse accessible.....	15
II.4.1.2. Plancher (courant, RDC et terrasse inaccessible)	22
II.4.2. Les poutres principales.....	24
II.4.2.1. Plancher terrasse accessible.....	24
II.4.2.2. Poutre principale planchers courant et RDC.....	30
II.4.2.3. Poutre principale planchers terrasse (inaccessible).....	31
II.4.3. Les poteaux.....	33
II.4.3.1. Poteau le plus sollicité.....	33
Chapitre III : Etude Climatique	
III.1. Introduction.....	38
Partie 1 : Étude au vent.....	38
Partie 2 : Étude à la neige.....	61
III.6. Conclusion.....	62
Chapitre IV : Etude Dynamique	
IV.1. Introduction.....	63
IV.2. Objectif de l'étude dynamique.....	63
IV.3. Modélisation de rigidité.....	63
IV.4. Modélisation de masse.....	63
IV.5. Choix de la méthode de calcul.....	64
IV.5.1. Critères de classification par le RPA99 version2003.....	64
IV.5.1.1. Classification des zones sismiques.....	64
IV.5.1.2. Classification de l'ouvrage selon leur importance.....	64
IV.5.2. La méthode statique équivalente.....	64
IV.5.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (temporelle).....	65
IV.5.4. La méthode modale spectrale.....	65
IV.6. Calcul de la force sismique la méthode statique équivalente.....	67
IV.6.1 Vérification des déplacement latéraux inter étage.....	69
IV.7 Vérification la structure selon le RPA Version 2003.....	70
IV.7.1 modèle initial.....	70
IV.7.2 modèle final.....	72
IV.8. Conclusion.....	76
Chapitre V : Vérification des éléments	
V.1. Introduction.....	77
V.1.1. Le flambement	77
V.1.2. Le déversement.....	77
V.2. Vérification des poutres.....	78
V.2.1. Poutre principale.....	78
V.2.1.1. Vérification de la résistance.....	78
V.2.1.2. Vérification du déversement.....	79
V.2.2. Poutre non porteuse.....	79
V.2.2.1. Vérification de la résistance.....	79
V.2.2.2. Vérification du déversement.....	80
V.3. Vérification des poteaux.....	80
V.3.1. Hypothèse de calcul.....	80
V.3.2. Vérification pour les poteaux RDC.....	82
V.3.2.1. Classification du poteau.....	82
V.3.2.2. Détermination de la longueur de flambement.....	82
V.3.2.3. Calcul de χ_{\min}	83
V.3.2.4. Calcul de K_y et K_z	83
V.4. Vérification des contreventements.....	86
V.4.1. Vérification à la traction.....	86
V.4.2. Vérification à la compression.....	86

V.5. Conclusion.....	87
Chapitre VI : Etude Des assemblages	
VI.1. Introduction.....	88
VI.2. Fonctionnement des assemblages.....	88
VI.2.1. Le soudage.....	88
VI.2.2. Le boulonnage.....	88
VI.2.3. Rôle des assemblages.....	89
VI.3 Calcul des assemblages.....	90
VI.3.1. Assemblage poutre principale-solive.....	90
VI.3.2. Assemblage poteau-poutre principale.....	104
VI.3.3. Assemblage pied de poteau.....	116
VI.3.4. Assemblage des diagonales de stabilité.....	127
VI.3.4.1. Résistance d'un boulon au cisaillement par plain de cisaillement.....	128
VI.3.4.1.1. Disposition des boulons.....	128
VI.3.4.1.2. Vérification de la pression diamétrale.....	129
VI.3.5. Assemblage Gousse-membrure.....	129
VI.3.5.1. Vérification de cordon AB.....	129
VI.3.5.2. Vérification de cordon AC.....	129
VI.3.6. Assemblage Poteau-Poteau (HEA700-HEA700).....	130
VI.3.6.1. Valeur de l'effort normal dans la semelle (dû aM_{sd}).....	130
VI.3.6.2. Valeur de l'effort normal dans la semelle (dû aN_{sd}).....	130
VI.3.6.3. Effort normal total.....	130
VI.3.6.4. Vérification de la résistance au glissement.....	130
VI.3.6.5. Disposition constructive des boulons.....	131
VI.3.6.6. Vérification de la pression diamétrale.....	131
VI.3.6.7. Vérification de la contrainte de la traction dans la semelle.....	131
VI.3.6.8. Resistance de l'assemblage sous l'effort de glissement.....	131
Chapitre VII : Etude Des Fondation	
VII.1.Introduction.....	132
VII.2. Choix du type de fondation.....	132
VII.3. Calcul des fondations.....	132
VII.3.1. Semelles filantes	132
VII.3.1.1. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles.....	133
VII.3.2. Radier général.....	134
VII.3.2.1. Surface nécessaire.....	135
VII.3.2.2. Pré dimensionnement du radier.....	135
VII.3.2.3. Caractéristiques géométriques du radier	138
VII.4. Ferrailage de la dalle du radier.....	140
VII.4.1. Détermination des efforts.....	140
VII.4.2. Calcul du ferrailage	142
VII.4.3. Vérifications nécessaires	144
VII.4.3.1. Vérification des contraintes tangentielle du béton.....	144
VII.5. Ferrailage des nervures.....	144
VII.5.1. Calcul des efforts	144
VII.5.2. Calcul des armatures	144
Conclusion Général.....	145

Introduction Générale

Pour n'importe quel projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, en précontrainte et charpente métallique.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en Béton armé en forme rectangulaire (R+10+2ss) et on a changé les étages par une charpente métallique à usage d'habitation et RDC aussi en charpente métallique à usage commercial et ajouté autre sous-sol en béton armé à usage parking. Il se situe à Alger. Ce travail sera traité selon les sept chapitres suivants :

- Le premier chapitre constitue une introduction général et présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation et les caractéristiques des matériaux utilisées.
- Dans le 2^{ème} chapitre on a fait le pré dimensionnement des éléments résistants (solive, poutres, poteaux et escalier)
- L'étude climatique neige et vent, qui peuvent avoir un impact sur le comportement de notre structure, fait l'objet du 3^{ème} chapitre.
- Le 4^{ème} chapitre consiste à modéliser la structure et à déterminer les modes de vibration, en renforçant l'ossature par des paliers de stabilité, on observe ainsi le comportement de la structure jusqu'à la vérification des justifications imposées par les règles parasismiques qui ont été réalisés par logiciel robot structural analyis professionnel 2019 (logiciel de calcul).
- Dans le 5^{ème} chapitre on enchaîne avec la vérification des éléments.
- Le 6^{ème} chapitre on a fait l'étude des assemblages.
- Dans le dernier chapitre on fera une étude des infrastructures.
- Enfin nous clôturons cette étude en présentant une conclusion générale qui conclut notre travail.

Dans le présent mémoire, on va essayer d'abord d'appliquer toutes les notions acquises, durant notre cursus à l'université de Blida 01 sur un projet réel.

Ceci va compléter nos connaissances sur les cours de construction métallique, ensuite de présenter un travail satisfait pour l'obtention de notre diplôme de fin d'étude.

I.1.Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter notre ouvrage du point de vue caractéristiques géométrique, mécanique et les conceptions de l'ouvrage. CE dernier est un bâtiment (R+10+2 sous-sols), à usage commercial et habitation, implanté à Alger.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques de bâtiment (en élévation)

Dimensions	(m)
Hauteur totale	38.22
Hauteur du RDC	04.08
Hauteur du sous-sol1	3.06
Hauteur du sous-sol 2	3.06
Hauteur d'étage courant	3.06
Hauteurde terrasse	3,54

Tableau I.2 : Caractéristiques géométriques de bâtiment (en plan)

Dimensions	(m)
Longueur du bloc	27.00
Largeur du bloc	15.30

I.3. Règlements techniques

Tableau I.3 : Les différents règlements utilisés dans les calculs

Types de règlement	Définition
RPA99/V2003	Règles parasismiques algériennes version 2003
RNV99/V2013	Règlement neige & vent version 2003
BAEL91	Calcul des Structures en béton.
DTR BC 2.2	Charges permanentes et charges d'exploitations
Eurocode 04	Calcul des structures mixtes acier – béton
Eurocode 03	Calcul des structures en acier.
D.T.R-B.C.2.44	Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM 97"

I.4. Matériaux utilisés

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du complexe doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en charpente métallique[3]et[6]

I.4.1 Acier

Tableau I.4 : Valeurs de calcul de coefficients usuels de l'acier[1]

Le module de Young	$E = 210\ 000\text{MPa}$
Le coefficient de poisson	$\nu = 0,3$
Module de cisaillement	$G = E / (2(1+\nu)) = 81000\ \text{MPa}$
Coefficient de dilatation	$\alpha = 12 \times 10^{-6}\ \text{par } c^\circ$
Masse volumique	$\rho = 7850\ \text{kg/m}^3$

Limite élastique f_y (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale :

Tableau I.5 : Valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés [1]

Nuance d'acier	Épaisseur t (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	
	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

- **Caractéristiques mécaniques**

Leur rôle est de reprendre les efforts de tractions qui ne peuvent pas être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leur limite élastique et leur module d'élasticité. En général les aciers utilisés sont de trois types :

Tableau I.6 : Caractéristiques des aciers de bâtiment

Aciers	Désignation	Limite d'élasticité Fe(MPa)	Utilisations	
Ronds lisses	Fe E 215	215	Cadres et étriers des poutres et des poteaux, anneaux de levage des pièces préfabriquées.	
	Fe E 235	235		
Aciers HA	Fe E 400	400	Tous travaux Ba	Emploi très fréquent moins fréquent
	Fe E 50	500		
Treillis soudés	T.S.L (lisses)	500	Emplois courants pour : - Radiers - Voiles - Planchers - Dallages	
	T.S.H.A. (à haute adhérence)	500		
	T.L.E	520		

I.4.2 Béton

I.4.2.1 La résistance à la compression

Dans le cas courant, le béton est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours, elle est notée f_{c28} , cette résistance se mesure par des essais de compression simple sur des éprouvettes.

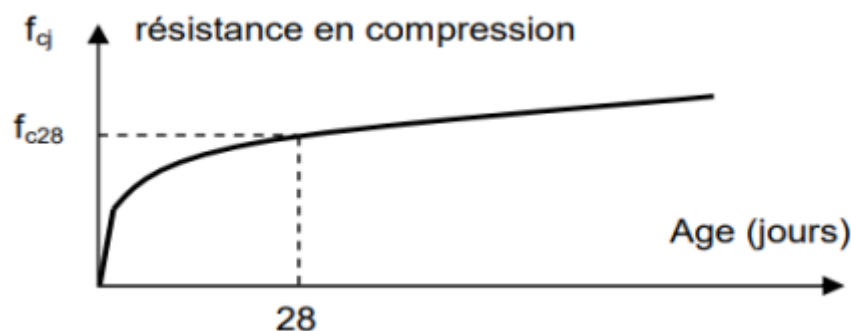


Figure I.1 : Résistance du béton à la compression.

La résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours notée f_{cj} est donnée par :

$$f_{cj} = J / 4.76 + 0.83j f_{c28} ; \text{ pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa} \quad \text{Pour } j < 28$$

$$f_{cj} = J / 1.40 + 0.95j f_{c28} ; \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \quad \text{Pour } j = 28 \text{ Selon [7]}$$

$$f_{cj} = f_{c28} ; \text{ pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

À 28 jours on a $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$



Figure I.2 : Essai de compression de béton

I.4.2.2 La résistance à la traction

Tableau I.7 : La résistance à la traction

La résistance caractéristique a la traction du béton	$f_t = 0,6 + 0,06f_{cj}(\text{MPa})$
Résistance à la compression	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
La résistance à la traction	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$
le module de déformation instantané	$E_{ij} = 11\ 000 (f_{cj})^{1/3} (\text{MPa})$
Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa.}$
Module de déformation différé	$E_{vj} = 3700. (f_{cj})^{1/3} (\text{MPa})$
Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$
Coefficient de poisson	$\frac{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}{\text{allongement relatif du coté de la section}}$
états-limites ultimes(ELU) (béton fissuré)	$\nu = 0$
états-limites de service (ELS) (béton non fissuré).	$\nu = 0,2$

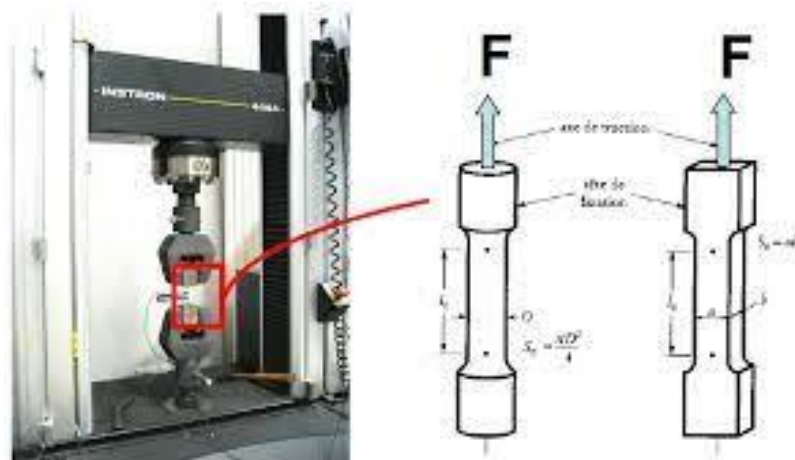


Figure I.3 : essai de traction du béton

I.5. Les éléments structuraux

I.5.1. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux qui transmettent les charges verticales des planchers aux fondations. Les moyens de transmettre ces charges verticales sont liés au système structural particulier utilisé pour la conception de l'ossature et sont généralement des profilés en I ou en H.

I.5.2. Les poutres

La poutre constitue l'élément structural horizontal de base de toute construction ; elle franchit la portée comprise entre ses deux appuis et transmet principalement par flexion les charges qui lui sont appliquées. Les poutres métalliques, que l'on peut réaliser à partir d'une grande diversité de formes et de sections structurales (profilés en I ou en H), supportent les éléments de plancher et transmettent les charges verticales aux poteaux et en fin aux fondations.

Ces éléments sont souvent constitués à partir de profilés en I ou en H.

I.5.3. Les contreventements

Les systèmes de contreventements assurent le rôle de stabiliser la structure face aux efforts de vent et spécialement du séisme.

On a mis en disposition deux systèmes de contreventements en X et en V pour garder l'aspect architectural de la structure vu la présence de beaucoup d'ouvertures, et pour ne pas gêner l'exploitation du bâtiment.

I.5.4. Les assemblages

Dans les structures multi-étages, les assemblages entre les éléments principaux peuvent être classés de manière commode en :

- Assemblages poutre – solive,
- Assemblages poutre-poteau,
- Pieds de poteaux,
- Assemblages de contreventements.
- Assemblages poteau-poteau,

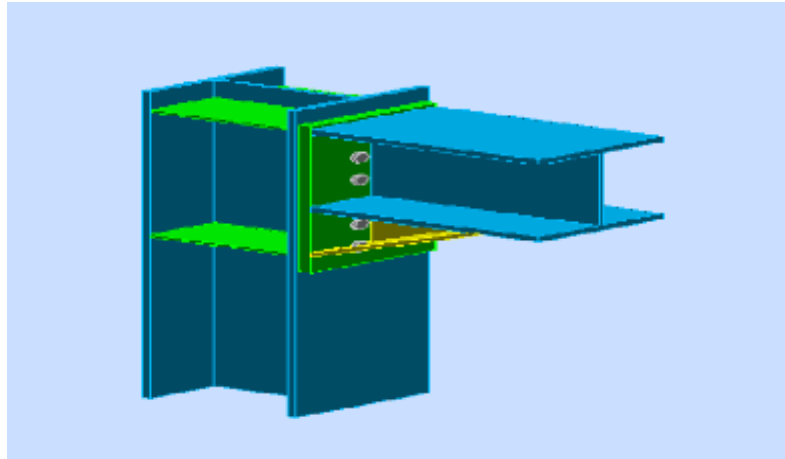


Figure I.4 : Assemblage poteau_poutre

Deux types de connecteurs sont utilisés dans les assemblages les soudures et les boulons.

Les principaux modes d'assemblages sont :

➤ **Le boulonnage**

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour ce cas on a utilisé les boulons de haute résistance (HR) et boulon ordinaire pour les assemblages rigides des portiques auto stable. Dit un boulon HR comporte d'une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

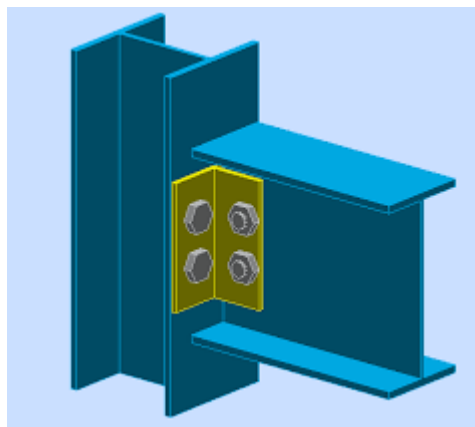


Figure I.5 : Le Boulonnage charpente métallique

➤ **Le soudage**

Le soudage est une opération consiste à collecter deux parties du même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport, ce dernier sert à lier entre les deux pièces à assembler.



Figure I.6 : Le soudage en charpente métallique

I.6. Conception de l'ouvrage

I.6.1. Conception architecturale

Notre bâtiment est composé d'un RDC et 10 étages avec deux sous-sol

- ✓ Deux Sous-sol sera aménagé en parking.
- ✓ RDC étage sera destinés pour un usage commercial.
- ✓ Du 1er au 10 étage seront destinés usage d'habitations
- ✓ La terrasse est inaccessible.

I.6.2. Conception structurelle

On a deux types de structure :

I.6.2.1. Structure horizontale

On désigne par structure horizontale les planchers courants et le plancher terrasse.

a. Planchers courants

Pour notre construction, on a choisi des planchers mixtes (Acier-Béton), a dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement, qui se compose de :

- Dalle en béton armée d'épaisseur : $e=15\text{cm}$
- Tôle nervurée de type HI-BOND55, d'épaisseur de 4cm
- Poutre de section en I et en H de type IPE et HEA et HEB
- La liaison entre la dalle, le bac en acier et la structure porteuse est assurée par des connecteurs de cisaillement de type : Goujons

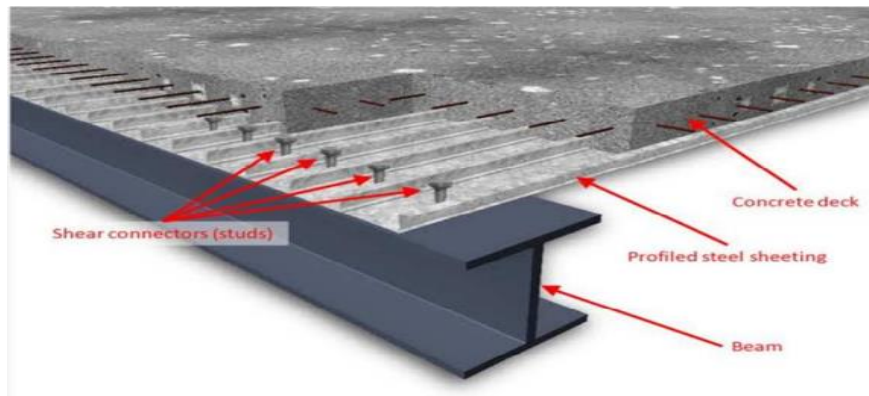


Figure I.7 : Planchers mixtes

b. Plancher Terrasse

Il est identique aux plancher courants sauf pour la partie supérieure qui comprend des couches supplémentaires (étanchéité, gravillon...).

Selon [4] l'épaisseur hors-tout de la dalle mixte, h_t doit être d'au moins 80mm. L'épaisseur de béton h_c , au-dessus de la surface plane principale du sommet des nervures de la tôle ne doit pas être inférieure à 40mm.

Si la dalle a une action mixte avec la poutre ou si elle est utilisée comme diaphragme, h_t doit être d'au moins 90mm et h_c ne doit pas être inférieure à 50 mm.

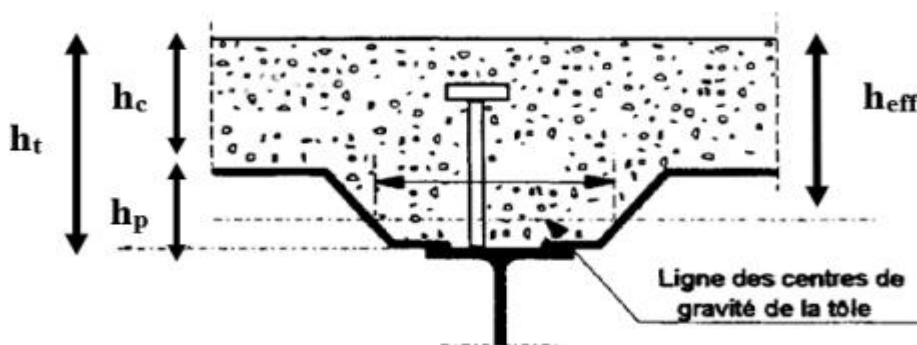


Figure I.8 : Coupe du plancher collaborant

I.6.2.2. Structure verticale

a. Systèmes de stabilités

Contreventé par palé de stabilité type X et V En se référant aux RPA 99 version 2003 qui exige que pour toute structures dépassant une hauteur de 17m en zone III.

b. Conception des Escaliers

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment. Ils sont en structure métalliques les marches en tôle, revêtues avec du béton et carrelage. Pour chaque étage les escaliers se composent de deux volets de marches portées par un limon.

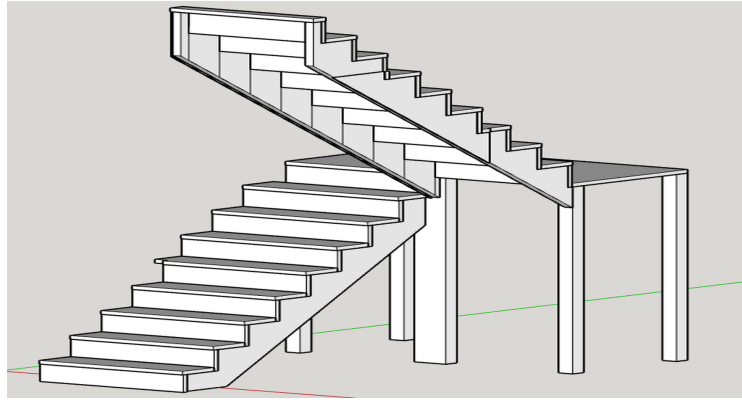


Figure I.9: Escaliers deux volée

➤ **Conception parasismique**

L'action sismique est une action accidentelle à laquelle peut être soumise une structure. La conception structurale de notre bâtiment est parasismique au selon [6]. En effet l'ouvrage présente :

- Une régularité en plan.
- Une régularité en élévation.

Remarque : Les structures en charpente métallique ont souvent une bonne dissipation de l'énergie sismique.

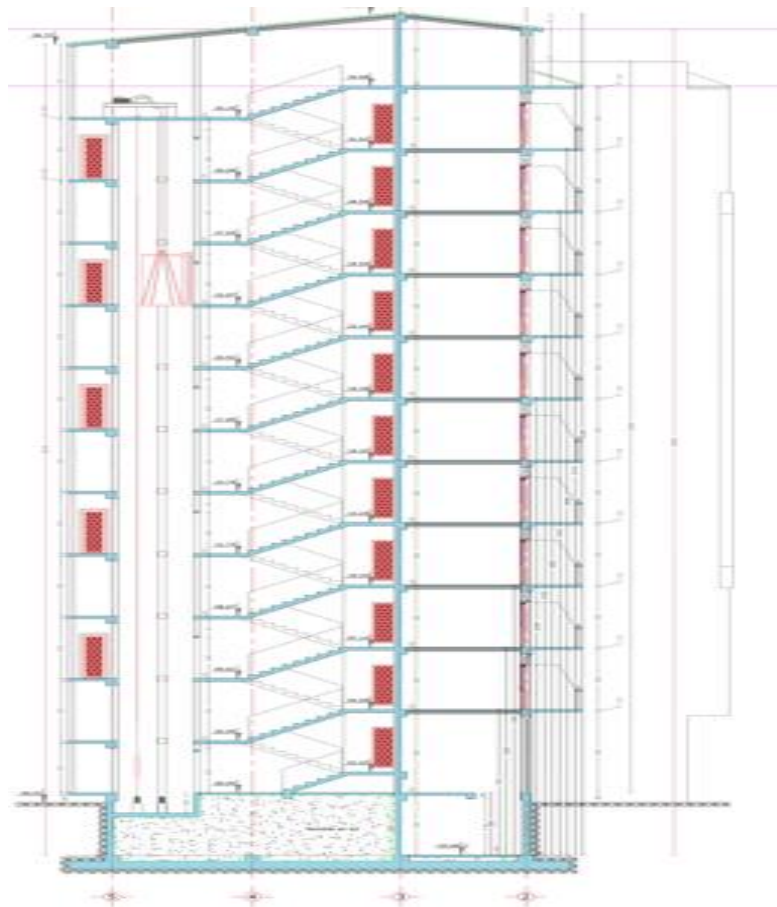


Figure I.10 : Coup A-A

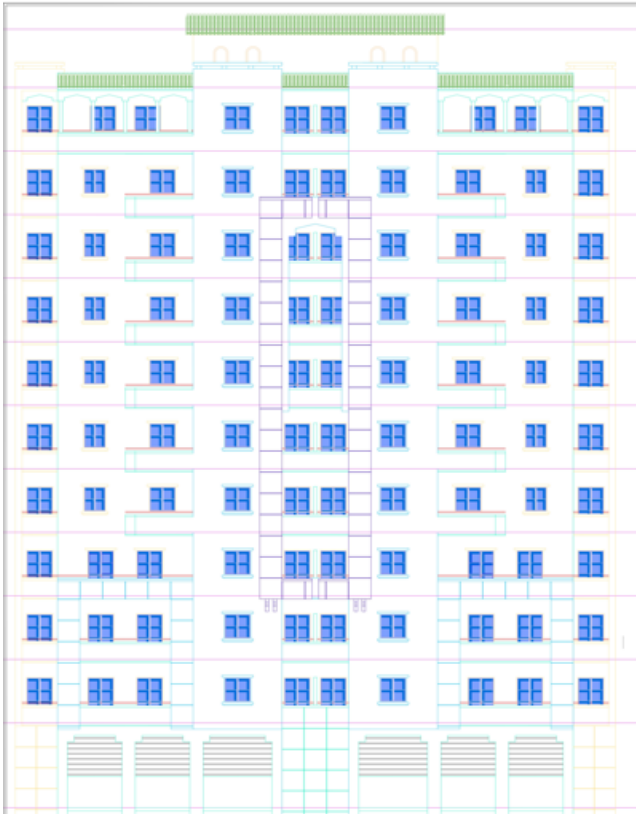


Figure I.11 : Façade principale

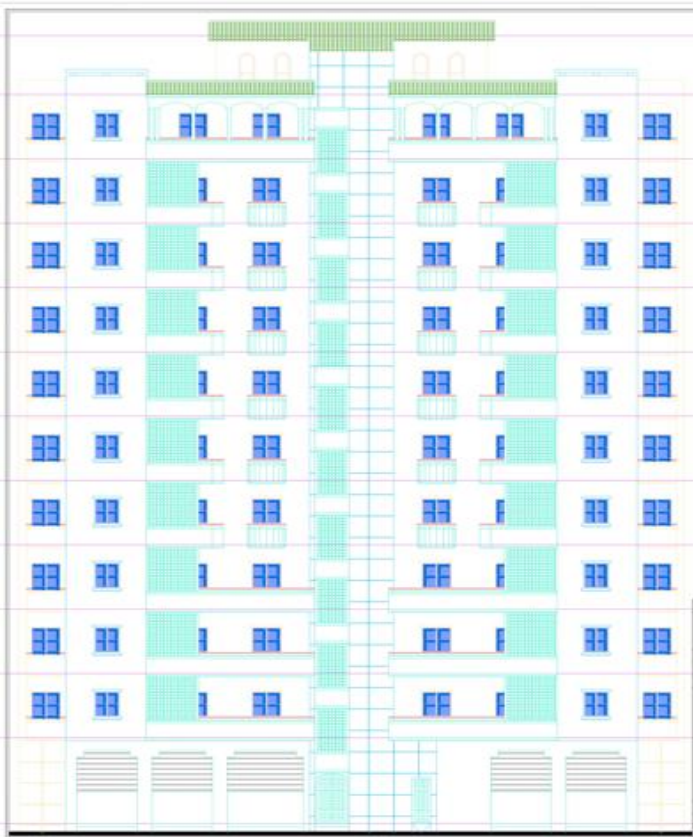


Figure I.12 : Façade secondaire

I.7. Les situations du projet

L'ouvrage sera étudié aux états limites selon deux (2) situations de projets :

- En situation durable : les actions à considérer seront les actions permanentes, d'exploitation et climatique.
- En situation accidentelle : les actions à considérer dans ce cas seront les actions permanentes, d'exploitation et les actions sismique

I.8. Les combinaisons d'action

I.8.1. Situation durable

I.8.1.1. État limite ultime (ELU)

Les états-limites ultimes (ELU) permettent de calculer tout ce qui a trait à la sécurité des personnes et/ou à la sécurité de la structure. Pour cette raison, des coefficients de sécurité sont pris en compte et permettent ainsi de majorer les charges s'appliquant sur les structures lorsque celles-ci sont préjudiciables et de minorer la résistance structurelle des matériaux. Les coefficients de sécurité permettent de prendre en compte les incertitudes des charges appliquées et des caractéristiques des matériaux.

Pour les structures, on utilise la plus défavorable des deux combinaisons suivantes :

- Prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j Y_{G,j} G_{k,j} + 1,5 Q_{k \max}$$

- Prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j Y_{G,j} G_{k,j} + 1,35 \sum_i Q_{k,i}$$

Avec :

$G_{k,j}$: Valeur caractéristique des actions permanentes.

$Q_{k,i}$: Valeur caractéristique des actions variables.

$Y_{G,j} = 1,35$, Si l'action agit défavorablement.

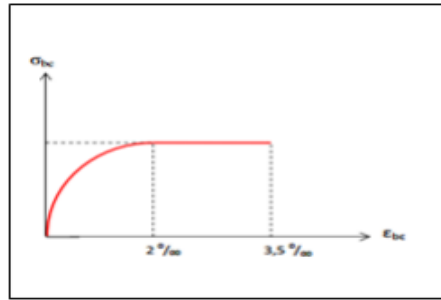


Figure I.13: Diagramme des contraintes –déformations du béton à l'ELU

I.8.1.2. État limite de service (ELS)

Les états limites de service (ELS) permettent de vérifier la structure en utilisation normale (déformation admissible de la structure sous l'action du vent, ...) ainsi que vis-à-vis du confort des personnes (vibration d'une passerelle, déformation admissible des planchers, ...), de l'aspect de la construction (esthétique des parois en verre, limitation de la fissuration, durabilité, ...), de la durabilité de l'ouvrage (ouverture des fissures dans les éléments en béton armé, ...) et de la préservation des éléments secondaires (cloisons non porteuses, carrelage, ...). Les vérifications à l'état-limite de service sont donc axées sur le confort des utilisateurs, notamment par la vérification de la déformation et de la vibration de la structure et sur la durabilité de l'ouvrage en s'assurant que la structure ne subit pas de déformation.

Pour les structures, on utilise la plus défavorable des deux combinaisons suivantes :

- Prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k \max}$$

- Prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j G_{k,j} + 1,5 \sum_{i>1} Q_{k,i}$$

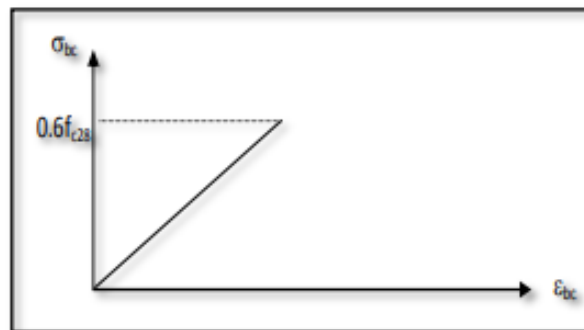


Figure I.14: Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS

I.8.2. Situation accidentelle

Ce sont des actions qui ne surviennent que rarement durant la vie de l'ouvrage mais dont les conséquences peuvent être très néfastes, si les dispositions ne sont pas prises lors de la conception et de la réalisation de l'ouvrage. Parmi ces actions, on peut répertorier :

- L'action sismique notée E.
- Le choc, l'incendie, l'explosion, etc...

Pour la détermination des sollicitations de calcul en situation accidentelles, les combinaisons d'actions à considérer sont celles mentionnées dans le [6], Elles sont comme suit :

$$-G + Q \pm E$$

- $0.8 G \pm E$: cette combinaison a été adoptée dans le cas où l'effet de G est favorable.

$$-G + Q \pm 1.5E$$

I.9. Vérification des flèches et des déplacements

Les structures en acier et leurs composants doivent être dimensionner de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagée du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage. Les valeurs limite recommandées pour les flèches verticales sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I.8: Valeurs limitées recommandées pour les flèches verticales [1]

Conditions	f (flèche dans l'état final)
Toiture en générale	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 δv_{max} peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions provisoires et approximatives des éléments résistants de la structure, le dimensionnement final de ces éléments sera donné après calculs et vérifications

II.2. Les planchers

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

II.2.1. Phase de construction

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

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton frais
- Surcharge de construction (ouvrier)

II.2.2. Phase finale

Le béton ayant durci, donc la section mixte travaillant ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton (sec)
- Surcharge d'exploitation
- Finition

II.3. Estimation des charges des planchers

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrites dans le règlement technique [1]

II.3.1. Plancher terrasse

➤ Charge permanente

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse.

Composants	Charge G (kN/m ²)
Protection en gravillon (e=5cm)	0,85
Étanchéité (e=2cm)	0,12
Forme de pente (e=5cm)	1,10
Isolation thermique (4 cm)	0,16
Dalle en béton arme (15cm)	3
Bac d'acier HI-BOND 55 (1.25mm)	0,15
Faux plafond (2 cm ; 10KN/m ³)	0,20
Total	5.58

➤ Charge d'exploitation

Charge d'exploitation Q pour une terrasse inaccessible : $Q = 1.00 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation Q pour une terrasse accessible : $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$

II.3.2. Plancher courant

➤ Charge permanente

Tableau II.2 : Charge permanente du plancher à usage d'habitation

Composants	Charge G (kN/m ²)
Dalle de sol (e = 2cm)	0,50
Mortier de pose (e = 2cm)	0,40
Dalle en béton arme (e = 15cm)	3
Bac d'acier HI-BOND 55 (e = 1.2mm)	0,15
Faux plafond (2 cm ; 10KN/m ³)	0,20
Cloisonnement (10cm)	1,00
Total	4.45

➤ Charge d'exploitation

Charge d'exploitation Q pour les planchers à usage d'habitation : $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$.

Charge d'exploitation Q pour les planchers à usage commercial : $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$.

II.4. Pré dimensionnement des éléments

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.4.1. Les solives

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

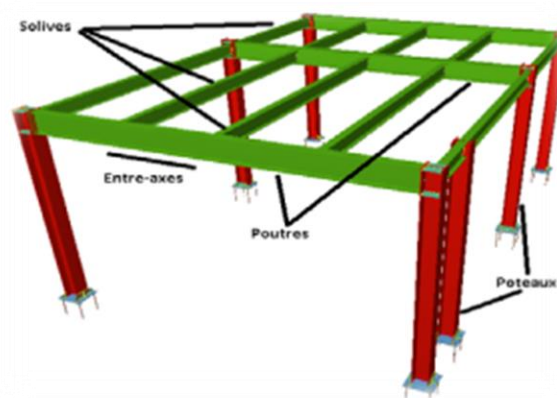


Figure. II.1 : Schéma des solives.

II.4.1.1. Plancher terrasse accessible

La solive la plus sollicitée à une longueur $L=3,7 \text{ m}$, On constate que la portée est importante, dans la phase de construction avec un espacement de ($e=1,1 \text{ m}$).

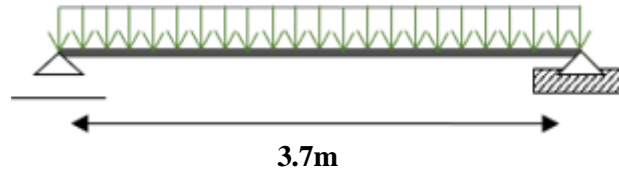


Figure.II.2. : Schéma statique de la solive

$$\frac{L}{35} \leq h \leq \frac{L}{25} \Rightarrow \frac{3700}{35} \leq h \leq \frac{3700}{25} \Rightarrow 105.714 \leq h \leq 148$$

Le choix de profilé IPE120

Tableau II.3 : Les caractéristiques du profilé IPE120 [2]

DESIGNATIO N	Poids	sectio n	Dimensions				Caractéristiques				
	G (kg /m)	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl-y} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
IPE 120	0.104	13.21	120	64	6.3	4.4	317. 8	27.6 7	60.7 3	4.9	1.4 5

❖ Classification [9]

• L'âme

$$d = h - 2r - 2t_f \Rightarrow d = 120 - (2 \times 7) - (2 \times 6.3) \Rightarrow d = 93.4$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{93.4}{4.4} = 21.23 < 72\varepsilon = 66.24 \dots\dots\dots\text{classe1}$$

• La semelle

$$c = \frac{b - t_w - 2r}{2} \Rightarrow c = \frac{64 - 4.4 - 2 \times 7}{2} \Rightarrow c = 22.8$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{22.8}{6.3} = 3.62 < 9\varepsilon = 8.28 \dots\dots\dots\text{classe1}$$

La section est de classe 1

Donc : ($\gamma_{m0} = 1.1$)

a. Phase de construction

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

- Poids propre du béton frais.....G_b = 3 KN/m²
- Poids du bac d'acierg = 0,15 KN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier).....Q_c = 0,75 KN/m²
- GP (poids propre de profilé (IPE 120) G_p=0.104KN/m

➤ Combinaisons des charges

E.L.U

$$q_u = [1,35 \times (G_b + g) + 1,5 \times Q] \times e + 1.35 G_p$$

$$q_u = [1,35 \times (3 + 0,15) + (1,5 \times 0,75)] \times 1.1 + (1.35 \times 0.104)$$

$q_u = 6.87 \text{ kN/ml}$

E.L.S

$q_{ser} = [Gb + g + Q] \times e + Gp$

$q_{ser} = [3 + 0.15 + 0,75] \times 1.1 + 0.104$

$q_{ser} = 4.394 \text{ kN/ml}$

➤ **Vérification de moment fléchissant**

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe 1 et 2 doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \times (L)^2}{8} = \frac{6.87 \times 3.7^2}{8} = 11.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{60.73 \times 10^3 \times 275 \times 10^{-6}}{1.1} = 15.183 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 12.268 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 15.183 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié}$

$r = \frac{11.76}{15.183} = 0.77 \Rightarrow r = 77\%$

Avec :

“r“ est le rapport entre la valeur maximale et la valeur admissible, il montre le pourcentage de participation de l’élément dans la résistance de l’ensemble.

Remarque : Si < 0.5 les rapports entre la valeur maximale et la valeur admissible est faible, ce qui signifie que notre profilé est surdimensionné et on doit le diminuer

➤ **Vérification de l’effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

Où :

$V_{pl.Rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

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

$A_v = (13.21 \times 10^2) - (2 \times 64 \times 6.3) + (4.4 + 2 \times 7) \times 6.3$

$A_v = 630.52 \text{ mm}^2$

$V_{sd} = \frac{q \times (L)}{2} = \frac{6.87 \times 3.7}{2} \Rightarrow V_{sd} = 12.71 \text{ KN}$

$V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} = \frac{275 \times 630.52 \times 10^{-3}}{1.1 \times \sqrt{3}} \Rightarrow V_{plRd} = 91.007 \text{ KN}$

$V_{sd} = 12.71 \text{ KN} < V_{plRd} = 91.007 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié}$

$$V_{sd} < 0,5V_{plrd} \Rightarrow 12.71 \text{ KN} < 45.504 \text{ KN}$$

Remarque : Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

➤ **Vérification de la rigidité**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 4.394 \text{ KN/ml} \\ E = 2.1 \times 10^5 \text{ Mpa} \\ l = 3.7 \text{ m} \\ I_y = 317.8 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

$$f_{adm} = \frac{3700}{250} \Rightarrow f_{adm} = 14.8 \text{ mm}$$

$$f = \frac{5 \times 4.394 \times 3700^4}{384 \times 3178000 \times 2.1 \times 10^5} \Rightarrow f = 16.07 \text{ mm}$$

$$f = 16.07 \text{ mm} < f_{adm} = 14.8 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Pas Vérifié}$$

Remarque : on doit ajouter les étaielements

$$f = \frac{5 \times q_s \times (L/2)^4}{384 \times E \times I_y} < f_{adm} = \frac{L/2}{250}$$

$$f = \frac{5 \times 4.394 \times 1850^4}{384 \times 3178000 \times 2.1 \times 10^5} \Rightarrow f = 1.004 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{1850}{250} \Rightarrow f_{adm} = 7.4 \text{ mm}$$

$$f = 1.004 \text{ mm} < f_{adm} = 7.4 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifié}$$

➤ **Vérification du déversement [3]**

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} \times \beta_w$$

On doit vérifier que :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT})^2 - (\bar{\lambda}_{LT})^2}}$$

Avec : $\begin{cases} \beta_w = 1 \\ \gamma_{m0} = 1.1 \end{cases} \Rightarrow$ (classe I)

M_{sd} : moment appliqué $\Rightarrow M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6.87 \times 3.7^2}{8} = 11.75 \text{ KN.m}$

M_{b,Rd} : la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_z}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0.25} \sqrt{C_1}}$$

Avec : $C_1 = 1,132$ [3]

$$\lambda_{LT} = \frac{3700 / 14.5}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1850 / 14.5}{\frac{120}{6.3}} \right)^2 \right]^{0.25} \sqrt{1,132}} \Rightarrow \lambda_{LT} = 178.716$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\varepsilon}$$

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} \Rightarrow \varepsilon = 0.92$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 2.069 > 0,4 \quad \Rightarrow \text{Il y a un risque de déversement.}$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\begin{cases} \phi_{LT} = 2.867 \\ \chi_{LT} = 0.64 \end{cases}$$

Avec :

α_{LT} : Facteur d'imperfection. Profilé laminé $\Rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$

$$M_{b,rd} = \frac{0.64 \times 60.73 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1} = 9.717 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 12.268 \text{ Kn.m} < M_{brd} = 9.717 \text{ Kn.m} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié}$$

Remarque : Si le déversement n'est pas vérifié on met un étai à la mi_travée, donc on suppose qu'il n'y a pas une continuité du moment au niveau de l'étalement.

b. Phase finale

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble

Les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé IPE120..... $G_p = 0.104 \text{ kN/ml}$.
- Charge permanente..... $G_c = 5.58 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation..... $Q_c = 1.5 \text{ kN/m}^2$.

➤ **Combinaisons des charges**

E.L.U :

$$q_u = 1.35 [G_p + (G_c \times e)] + 1.5(Q_c \times e)$$

$$q_u = 1.35 [0.104 + (5.58 \times 1.1)] + 1.5(1.5 \times 1.1) \quad \Rightarrow q_u = 10.9 \text{ kN/m}$$

E.L.S :

$$q_{ser} = G_p + (G_c \times e) + (Q_c \times e)$$

$$q_{ser} = 0.104 + (5.58 \times 1.1) + (1.5 \times 1.1) \quad \Rightarrow q_{ser} = 7.89 \text{ kN/m}$$

➤ **Largeur participant de la dalle**

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_{eff} = \min \begin{cases} 2l/8 = \frac{1.85 \times 4}{8} = 0.92 \text{ m} \\ e = 1.1 \text{ m} \end{cases}$$

$$b_{eff} = 0.92 \text{ m}$$

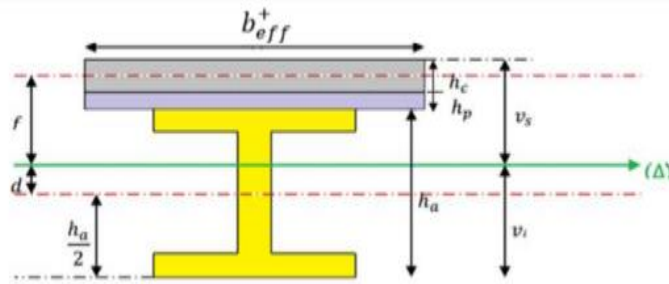


Figure.II.3 : Schéma de Section mixte acier-béton

➤ Position de l'axe neutre plastique [10]

$$R_{\text{béton}} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{béton}} = (0.57 \times 25 \times 920 \times 95) \times 10^{-3} \quad \Rightarrow \quad R_{\text{béton}} = 1245.45 \text{ kN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{acier}} = (0.95 \times 275 \times 1321) \times 10^{-3} \quad \Rightarrow \quad R_{\text{acier}} = 345.111 \text{ KN}$$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{acier}}$$

Remarque : L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{pl,Rd}} = R_{\text{acier}} \times \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}}}{R_{\text{béton}}} \times \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

$$M_{\text{pl,Rd}} = 345.111 \times \left[\frac{120}{2} + 150 - \left\{ \frac{345.111}{1245.45} \times \frac{95}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 67.931 \text{ kN.m}$$

➤ Vérification du moment fléchissant [3]

$$M_{\text{sd}} < M_{\text{pl,Rd}}$$

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

$$M_{\text{sd}} = \frac{10.9 \times (3.7)^2}{8} = 18.65 \text{ kN.m}$$

$$r = 27\%$$

$M_{\text{sd}} < M_{\text{pl,Rd}}$ **Condition Vérifié**

➤ Vérification de l'effort tranchant [3]

$$V_{\text{sd}} < 0.5 V_{\text{plRd}}$$

$$V_{\text{plRd}} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

$$V_{\text{plRd}} = \frac{275 \times 630.52 \times 10^{-3}}{1.1 \times \sqrt{3}} \quad \Rightarrow \quad V_{\text{plRd}} = 124.101 \text{ KN}$$

$$V_{\text{sd}} = \frac{q_u \times L}{2}$$

$$V_{\text{sd}} = \frac{1.75 \times 3.7}{2} \quad \Rightarrow \quad V_{\text{sd}} = 21.74 \text{ KN}$$

$$V_{\text{sd}} < 0.5 V_{\text{plRd}}$$

21.74 KN < 62.05 KN.....Condition vérifiée

Remarque : Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

➤ **Vérification du déversement**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

➤ **Vérification de la rigidité**

Il faut vérifiée que :

$$f^{max} = \frac{5 q_s \cdot L^4}{384 E I_c} \leq \bar{f}$$

$$I_c = \frac{A_a \times (h_c + 2 \cdot h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + (m \times v))} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times m} + I_y$$

$$V = \frac{A_a}{b_{eff} \times h_c} = \frac{1321}{920 \times 95} = 0.015$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{1321 \times (95 + 2 \times 55 + 120)^2}{4(1 + 15 \times 0,015)} + \frac{920 \times 95^3}{12 \times 15} + 317.8 \times 10^4 = 360.3578 \times 10^5 \text{mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{max} = \frac{5 \times (3700)^4 \times 7.89}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 360.3578 \times 10^5} = 2.54 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{3700}{250} = 14.8 \text{ mm}$$

$f^{max} = 2.54 \text{ mm} < \bar{f} = 14.8 \text{ mm}$ **Condition Vérifiée**

$f^{total} = 2.54 + 1.004 = 3.54 \text{ mm} < \bar{f} = 14.8 \text{ mm}$ **Condition Vérifiée**

c. Calcul des connecteurs (connexion totale)

Détermination de la résistance du goujon :

$$P_{rd} = k_t \times Inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_{mv0}} \\ 0.8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_{mv0}} \end{array} \right.$$

F_{ck} : Résistance caractéristique de béton..... 25 N/mm²

E_c : Module de Young de béton..... 30500 MPa

f_u : Résistance caractéristique des connecteurs..... 450 N/mm²

$\gamma_{mv0} = 1,25$.

$$\alpha = \begin{cases} 0.2 \times \left(\frac{h_c}{d} + 1\right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h_c}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h_c}{d} > 4 \end{cases}$$

K_t : est un facteur de réduction pour tenir compte de la présence de nervures du bac d'acier en fonction de leurs sens.

$$K_t = \begin{cases} 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_c}{h_p} - 1\right) & \text{« Nervures parallèles à la poutre »} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_c}{h_p} - 1\right) & \text{« Nervures perpendiculaires à la poutre »} \end{cases}$$

Pour les solives les nervures seront perpendiculaires :

$$N_r : \text{Nombre de goujon par nervure} \leq 2 \quad \Rightarrow \quad N_r = 1$$

$$h_p = 55 \text{ mm} ; h_c = 95 \text{ mm} ; d = 19 \text{ mm} ; b_0 = 88.5 \text{ mm}$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les [4], K_T doit être inférieur à 1 donc :

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_c}{h_p} - 1\right) \Rightarrow K_t = 0.82$$

$$\frac{h_c}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{rd} = 0.82 \times \min \left\{ \begin{aligned} &0.29 \times 1 \times (19)2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30.5 \times 10^3}}{1.25} = 73.13 \text{ KN} \\ &0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times (19)^2}{4 \times 1.25} = 81.65 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

$$P_{rd} = 59.96 \text{ kN}$$

$$R_L = \min (R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = \min (1245.45 ; 345.111) = 345.111 \text{ kN}$$

$$N_{br} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{345.111}{59.96} = 5.756$$

Soit $N = 6$ goujons sur la demi longueur de la Solive ; c'est-à-dire 12 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

L'espace minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre

$$E_{\min} > 5 \times d = 95 \text{ mm}$$

$$E_{\max} > 6 \times h_c = 570 \text{ mm}$$

$$Esp = \frac{3700}{12 - 1} = 336.364 \text{ mm}$$

$$E_{\min} < 336.364 < E_{\max} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Donc on prend 12 connecteurs, avec un espacement de 336mm

II.4.1.2. Plancher (courant, RDC et terrasse inaccessible)

a. Phase de construction

On suit les mêmes étapes que précédemment :

$$\text{Plancher courant avec : } \begin{cases} G = 3 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 0,75 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

E.L.U : $q_u = 6.87 \text{ KN/m}$

E.L.S : $q_s = 4.394 \text{ KN/m}$

Tableau II.4 : Solives des planchers courant en phase de construction.

Plancher courant		
$M_{sd} = 11.76\text{kN.m}$	$M_{plrd} = 15.183\text{kN.m}$	Ratio : 77%
$V_{sd} = 12.71\text{kN}$	$V_{plrd} = 45.504\text{kN}$	Ratio : 28%
$f_{max} = 1.004\text{mm}$	$F_{adm} = 7.4\text{mm}$	Ratio : 14%

b. Phase finale

On suit les mêmes étapes que précédemment :

➤ **Pour la terrasse inaccessible**

$$\begin{cases} G = 5.58\text{KN}/\text{m}^2 \\ Q = 1\text{KN}/\text{m}^2 \end{cases}$$

E.L.U: $q_u = 10.65 \text{ KN/m}$

E.L.S : $q_s = 7.342\text{KN/m}$

Tableau II.5 : Solives de plancher RDC en phase final.

Plancher RDC		
$M_{sd} = 18.22\text{kN.m}$	$M_{pl_rd} = 67.931\text{kN.m}$	Ratio : 27%
$V_{sd} = 19.7\text{kN}$	$V_{pl_rd} = 62.05\text{kN}$	Ratio : 33 %
$f_{max} = 2.368 \text{ mm}$	$f_{adm} = 14.8 \text{ mm}$	Ratio : 16%

➤ **Pour le RDC**

$$\begin{cases} G = 5.45\text{KN}/\text{m}^2 \\ Q = 2.5\text{KN}/\text{m}^2 \end{cases}$$

E.L.U: $q_u = 13.8 \text{ KN/m}$

E.L.S : $q_s = 8.849 \text{ KN/m}$

Tableau II.6 : Solives de plancher RDC en phase final.

Plancher RDC		
$M_{sd} = 23.615\text{kN.m}$	$M_{pl_rd} = 67.931\text{kN.m}$	Ratio : 35%
$V_{sd} = 25.53\text{kN}$	$V_{pl_rd} = 62.053\text{kN}$	Ratio : 41%
$f_{max} = 2.853\text{mm}$	$f_{adm} = 14.8\text{mm}$	Ratio : 19%

➤ Pour les étages courants

$$\begin{cases} G = 5.45 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

E.L.U : $q_u = 11.575 \text{ kN/m}$

E.L.S : $q_s = 7.749 \text{ kN/m}$

Tableau II.7: Solives plancher courant en phase finale.

Plancher courant		
$M_{sd} = 19.808 \text{ kN.m}$	$M_{pl_rd} = 67.931 \text{ kN.m}$	Ratio : 29%
$V_{sd} = 21.414 \text{ kN}$	$V_{pl_rd} = 62.053 \text{ kN}$	Ratio : 35%
$f_{max} = 2.5 \text{ mm}$	$f_{adm} = 14.8 \text{ mm}$	Ratio : 17%

On prend **IPE120** pour les solives de plancher courant.

Remarque : Les poutres secondaires se calculent avec la même méthode et donne les mêmes profilés que les solives.

II.4.2. Les poutres principales

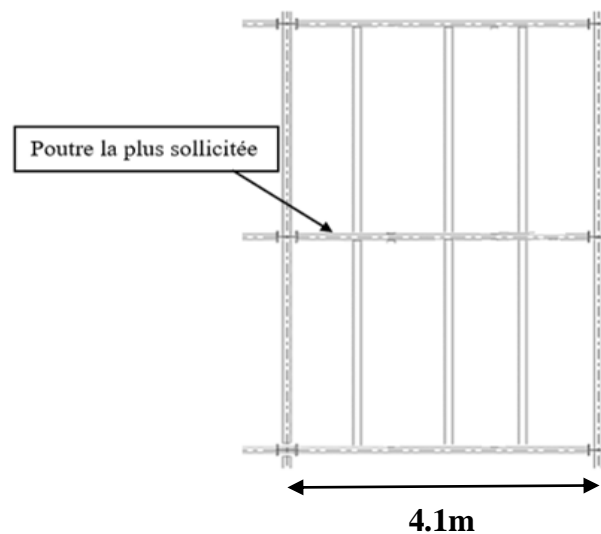


Figure II.4 : Disposition des solives sur la poutre principale.

II.4.2.1. Plancher terrasse accessible

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{4100}{25} \leq h \leq \frac{4100}{15}$$

$$164 \leq h \leq 273.333$$

On opte pour un **IPE180** et **IPE200**

Remarque : les vérifications ne permettent pas de choisir ce profilé, donc on doit choisir un profilé plus grand que celui-ci, on prend un **IPE220**

Tableau II.8: Les caractéristiques du profilé IPE220 [2]

DESIGNATION	Poids	section	Dimensions				Caractéristiques				
	G (kg /m)	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl-y} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
IPE 220	26.2	33.37	220	110	9.2	5.9	2772	204.9	285.4	9.11	2.48

❖ Classification [3]

• L'âme

$$d = h - 2r - 2t_f \Rightarrow d = 220 - (2 \times 12) - (2 \times 9.2) \Rightarrow d = 177.6$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{177.6}{5.9} = 30.1 < 72\varepsilon = 66.24 \dots\dots\dots \text{classel}$$

• La semelle

$$c = \frac{b - t_w - 2r}{2} \Rightarrow c = \frac{110 - 5.9 - 2 \times 12}{2} \Rightarrow c = 40.05$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{40.05}{9.2} = 4.35 < 9\varepsilon = 8.28 \dots\dots\dots \text{classel}$$

La section est de classel

a. Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction, en plus des réactions des solives sont :

- Poids propre du profilé (IPE220)g_p = 0.262KN/ml.
- Poids propre du béton frais.....G_b = 3 KN/m²
- Poids du bac d'acier..... g = 0,15 KN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier).....Q_c = 0,75 KN/m²

➤ Calcul des réactions des solives

On calcule les réactions des solives pour chaque phase (phase de construction, phase finale) car le coulage du plancher (solives, poutres) se fait en même temps. On utilise pour les calculées, la formule suivante :

Avec : $L_{solive} = 3.7m$

$$R = \frac{q \times L_{solive}}{2}$$

E.L.U : $R_{solive} = 6.87 \times \frac{3.7}{2} = 12.709 \text{ kN}$

$$2 \times R_{solive} = 25.418 \text{ kN}$$

E.L.S $R_{solive} = 4.394 \times \frac{3.7}{2} = 8.129 \text{ kN}$

$$2 \times R_{solive} = 16.258 \text{ KN}$$

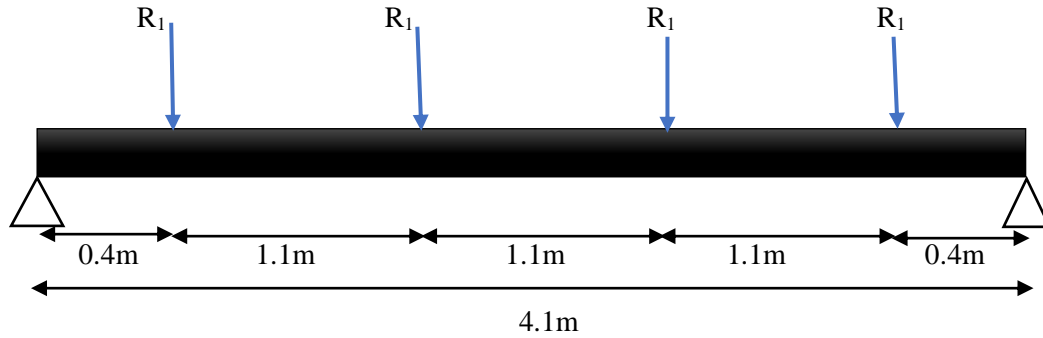


Figure II.5 : Schéma statique de poutre principale.

➤ **Combinaison des charges :** (charge sur la semelle supérieure de la poutre)

E.L.U

$$q_u = 1,35 \times g_p + [1,35 \times (G_b + g) + 1,5Q_c] \times b_p$$

$$q_u = 1,35 \times [(3+0,15) \times 0,11 + 0,262] + (1,5 \times 0,75 \times 0,11)$$

$$q_u = 0,989 \text{ kN/ml.}$$

E.L.S

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g + Q_c) \times b_p$$

$$q_{ser} = 0,262 + (3 + 0,15 + 0,75) \times 0,11$$

$$q_{ser} = 0,691 \text{ kN/m}$$

➤ **Vérification de Moment fléchissant [3]**

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \frac{3 \times R_u \times L}{5} = \frac{0,989 \times 4,1^2}{8} + \frac{3 \times 26,525 \times 4,1}{5} = 67,330 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{285,4 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 71,35 \text{ kN.m}$$

$r = 94\%$

$M_{sd} = 67,330 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 78,485 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié}$

➤ **Vérification de l'Effort tranchant [3]**

$$V_{sd} < 0,5 V_{plRd}$$

$$V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \Rightarrow A_v = 1588,08 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} + 2R_u = \frac{0,989 \times 4,1}{2} + (2 \times 26,525) = 55,077 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{1588,08 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 229,219 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 55,077 \text{ KN} < V_{plrd} = 229,219 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié}$

$$V_{sd} = 55.077 \text{ kN} < 0,5V_{plRd} = 114.609 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

➤ **Vérification de La rigidité**

Il faut vérifier que :

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{4100}{250} = 16.4 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f_1 + f_2$$

$$f_1 = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 0.691 \times (4100)^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 2772 \times 10^4} = 0.437 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{63 R_s \bar{\alpha} \cdot L^3}{1000 E I_y} = \frac{63 \times 16.258 \times (3700)^3 \times 10^3}{1000 \times 2.1 \times 10^5 \times 2772 \times 10^4} = 8.91 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 9.347 \text{ mm} < f_{adm} = 16.4 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié}$$

➤ **Le déversement**

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les EC4 [4] Néanmoins la poutre étant maintenu latéralement par les solives, et la semelle supérieure est maintenu par le bac d'acier connecté par des goujons. On considère que la poutre ne risque pas de se déverser.

b. Phase finale

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble Les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé (IPE 220) $g_p = 0,262 \text{ kN/m}$.
- Charge permanente $G = 5.58 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$.

➤ **Calcul des réactions des solives**

E.L.U : $R_{solive} = 10.9 \times \frac{3.7}{2} = 20.165 \text{ kN}$

$$2 \times R_{soliv} = 40.33 \text{ kN}$$

E.L.S : $R_{solive} = 7.89 \times \frac{3.7}{2} = 12.624 \text{ kN}$

$$2 \times R_{solive} = 25.248 \text{ kN}$$

➤ **Combinaisons des charges** (charge sur la semelle sup de la poutre)

E.L.U

$$q_u = 1,35 \times [(G \times b_p) + g_p] + 1,5 \times Q \times b_p$$

$$q_u = 1,35 \times [(5.58 \times 0.11) + 0.262] + (1,5 \times 1.5 \times 0.11)$$

$$q_u = 1.430 \text{ kN/ml.}$$

E.L.S

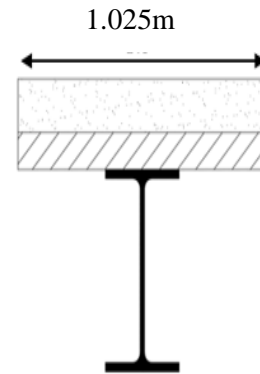
$$q_{ser} = g_p + (G \times b_p) + (Q \times b_p)$$

$$q_{ser} = 0,262 + (5.58 \times 0.11) + (1.5 \times 0.11)$$

$q_{ser} = 1.041 \text{ kN/ml}$.

➤ **Largeur participante de la dalle**

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 L_0/8 = \frac{2 \times 4.1}{8} = 1.025\text{m} \\ b = 3.7\text{m} \end{array} \right.$$



$b_{eff} = 1.025\text{m}$

➤ **Vérification de Moment fléchissant**

Position de l'axe neutre plastique [5]

$R_{béton} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c$ avec $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

$R_{béton} = (0.57 \times 25 \times 1025 \times 95) \times 10^{-3} \Rightarrow R_{béton} = 1387.594 \text{ KN}$

$R_{acier} = 0.95 \times f_y \times A_a$ avec $f_y = 275 \text{ MPa}$

$R_{acier} = 0.95 \times 275 \times 3337 \times 10^{-3} \Rightarrow R_{acier} = 871.791 \text{ kN}$

$R_{béton} = 1387.594 \text{ KN} > R_{acier} = 871.791 \text{ KN}$

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,Rd} = R_{acier} \times \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier}}{R_{béton}} \times \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

$M_{pl,rd} = 871.791 \times \left[\frac{220}{2} + 150 - \left\{ \frac{871.791}{1387.594} \times \frac{95}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} \Rightarrow M_{pl,rd} = 200.649 \text{ kN.m}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \frac{3 \times R_u \times L}{5}$$

$M_{sd} = \frac{1.430 \times 4.1^2}{8} + \frac{3 \times 44.456 \times 4.1}{5} \Rightarrow M_{sd} = 112.367 \text{ kN.m}$

$r = 56\%$

$M_{sd} < M_{pl,rd}$**Condition Vérifié**

➤ **Vérification de l'Effort tranchant**

$V_{sd} < 0,5V_{pl,rd}$

On doit vérifier que :

$V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \Rightarrow A_v = 1588.08 \text{ mm}$

$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + 2R$

$V_{sd} = \frac{1.430 \times 4.1}{2} + (2 \times 44.456) \Rightarrow V_{sd} = 91.844 \text{ kN}$

$V_{pl,rd} = \frac{1588.08 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} \Rightarrow V_{pl,rd} = 229.219 \text{ kN}$

$V_{sd} < V_{pl,rd}$**condition vérifiée**

$V_{sd} = 91.844 \text{ KN} < 0,5V_{pl,rd} = 114.609 \text{ KN}$**Vérifiée**

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

➤ **Vérification de La rigidité**

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{4100}{250} = 16.4 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f_1 + f_2$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{3337}{1025 \times 95} = 0.034$$

$$I_c = \frac{3337 \times (95 + 2 \times 55 + 220)^2}{4(1 + 15 \times 0.034)} + \frac{1025 \times 95^3}{12 \times 15} + 2772 \times 10^4 = 132.3946 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f_1 = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 1.041 \times 4100^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 132.3946 \times 10^6} = 0.137 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{63}{1000} \frac{R_s \bar{x} \cdot L^3}{E I_c} = \frac{19}{384} \frac{25.248 \times 10^3 \times 3700^3}{2.1 \times 10^5 \times 132.3946 \times 10^6} = 2.276 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 2.413 \text{ mm} < f_{adm} = 16.4 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié}$$

➤ **Calcul des connecteurs (connexion totale)**

Détermination de la résistance du goujon

$$P_{rd} = k_t \times \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \\ 0.8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \end{array} \right.$$

F_{ck} : Résistance caractéristique de béton..... 25 N/mm²

E_c : Module de Young de béton..... 30500 MPa

F_u : Résistance caractéristique des connecteurs..... 450 N/mm²

$\gamma_v = 1.25$.

$$\alpha = \begin{cases} 0.2 \times \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1\right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h_{sc}}{d} > 4 \end{cases}$$

K_T : est un facteur de réduction pour tenir compte de la présence de nervures du bac d'acier en fonction de leurs sens.

$$K_T = \begin{cases} 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_c}{h_p} - 1\right) & \text{« Nervures parallèles a la poutre »} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_c}{h_p} - 1\right) & \text{« Nervures perpendiculaires a la poutre »} \end{cases}$$

Pour les poutres principales les nervures seront parallèles.

Nr : Nombre de goujon par nervure ≤ 2 , Nr = 1

$h_p = 55 \text{ mm}$; $h_c = 95 \text{ mm}$; $d = 19 \text{ mm}$; $b_0 = 88.5 \text{ mm}$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les [4], K_T doit être inférieur à 1 donc :

$$K_T \leq 1 \Rightarrow K_T = 0.6 \times \frac{88.5}{55} \times \left(\frac{95}{55} - 1\right) = 0.70$$

$$P_{rd} = 0.70 \times \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30.5 \times 10^3}}{1.25} = 73.13 \text{KN} \\ 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times (19)^2}{4 \times 1.25} = 81.614 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 51.19 \text{kN}$$

$$R_l = \min (R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = \min (1387.594 ; 871.791) = 871.791 \text{kN}$$

$$N_{br} = \frac{R_l}{P_{rd}} = \frac{871.791}{51.19} = 17.03$$

Soit N = 18 goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 36 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre, L'espace minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre

$$E_{\min} = 5 \times d = 95 \text{ mm}$$

$$E_{\max} = 6 \times h_c = 570 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad E_{sp} = \frac{4100}{36 - 1} = 117.143 \text{ mm}$$

$$E_{\min} < 117.143 < E_{\max}$$

Donc on prend 36 connecteurs, avec un espacement de 120 mm.

II.4.2.2. Poutre principale planchers courant et RDC

a. Phase de construction

On suit les mêmes étapes que précédemment :

$$\text{Plancher courant avec : } \begin{cases} G = 3 \text{KN/m}^2 \\ Q = 0,75 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

Tableau II.9 : Solives de plancher courant et RDC

Plancher Courant		
$M_{sd} = 67.330 \text{kN.m}$	$M_{pl_rd} = 71.35 \text{kN.m}$	Ratio : 94%
$V_{sd} = 55.077 \text{kN}$	$V_{pl_rd} = 114.609 \text{kN}$	Ratio : 48%
$f_{\max} = 9.374 \text{ mm}$	$f_{adm} = 16.4 \text{ mm}$	Ratio : 57%

b. Phase finale

On suit les mêmes étapes que précédemment :

➤ Pour le RDC

$$\begin{cases} G = 5.45 \text{KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

E.L.U : $R_{\text{solive}} = 51.06 \text{ KN} \Rightarrow q_u = 1.5755 \text{ KN/m}$

E.L.S : $R_{\text{solive}} = 32.741 \text{ KN} \Rightarrow q_s = 1.1365 \text{ KN/m}$

Tableau II.10 : Poutre principale planchers RDC.

Planchers Courant		
$M_{sd} = 128.918 \text{ kN.m}$	$M_{pl_rd} = 200.649 \text{ kN.m}$	Ratio : 64 %
$V_{sd} = 105.35 \text{ kN}$	$V_{pl_rd} = 114.61 \text{ kN}$	Ratio : 92 %
$f_{max} = 3.1018 \text{ mm}$	$f_{adm} = 16.4 \text{ mm}$	Ratio : 19 %

➤ Pour les étages

$$\begin{cases} G = 5.45 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

E.L.U : $R_{solive} = 42.827 \text{ KN} \Rightarrow q_u = 1.410 \text{ KN/m}$

E.L.S : $R_{solive} = 28.671 \text{ KN} \Rightarrow q_s = 1.026 \text{ KN/m}$

Tableau II.11 : Poutre principale planchers courant.

Planchers Courant		
$M_{sd} = 108.317 \text{ kN.m}$	$M_{pl_rd} = 200.649 \text{ kN.m}$	Ratio : 54 %
$V_{sd} = 87.991 \text{ kN}$	$V_{pl_rd} = 114.61 \text{ kN}$	Ratio : 77 %
$f_{max} = 2.720 \text{ mm}$	$f_{adm} = 16.4 \text{ mm}$	Ratio : 16 %

II.4.2.3. Poutre principale planchers terrasse (inaccessible)

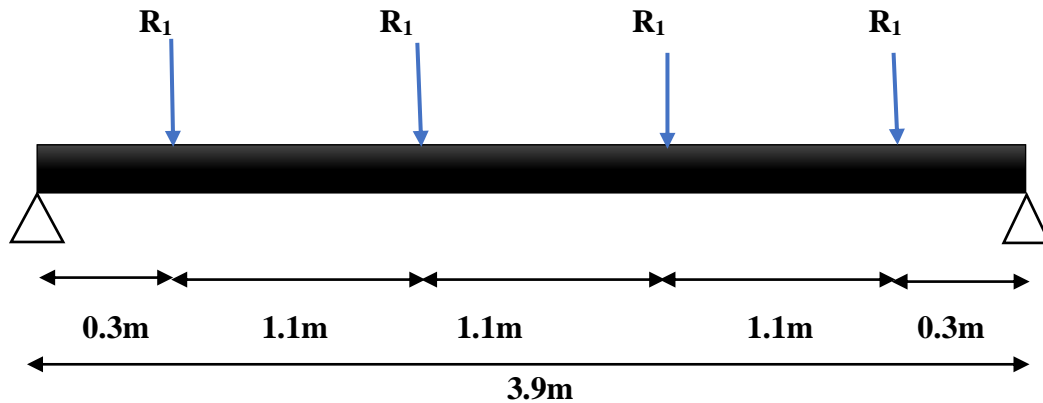


Figure II.6 : Schéma statique de poutre principale.

a. Phase de construction

On suit les mêmes étapes que précédemment :

Plancher courant avec : $\begin{cases} G = 3 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 0,75 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

E.L.U : $R_{solive} = 25.419 \text{ KN} \Rightarrow q_u = 0.923 \text{ KN/m}$

E.L.S : $R_{solive} = 16.258 \text{ KN} \Rightarrow q_s = 0.674 \text{ KN/m}$

Tableau II.12 : Solives de plancher terrasse(inaccessible)

Plancher Courant		
$M_{sd} = 64.470\text{kN.m}$	$M_{pl_rd} = 78.485\text{kN.m}$	Ratio : 82%
$V_{sd} = 52.730\text{kN}$	$V_{pl_rd} = 114.609\text{ kN}$	Ratio :46 %
$f_{max} = 1.556\text{ mm}$	$f_{adm} = 15.6\text{ mm}$	Ratio : 10%

b. Phase finale

On suit les mêmes étapes que précédemment :

$$\begin{cases} G = 5.58\text{KN}/\text{m}^2 \\ Q = 1\text{KN}/\text{m}^2 \end{cases}$$

E.L.U : $R_{solive} = 39.405\text{ KN} \Rightarrow q_u = 1.3473\text{ KN/m}$

E.L.S : $R_{solive} = 27.165\text{ KN} \Rightarrow q_s = 0.9858\text{ KN/m}$

Tableau II.13 : Poutre principale planchers terrasse (inaccessible)

Planchers Courant		
$M_{sd} = 99.767\text{kN.m}$	$M_{pl_rd} = 200.649\text{ kN.m}$	Ratio :50 %
$V_{sd} = 81.572\text{kN}$	$V_{pl_rd} = 114.61\text{ kN}$	Ratio : 71 %
$f_{max} = 2.579\text{ mm}$	$f_{adm} = 15.6\text{ mm}$	Ratio : 16 %

➤ **Calcul des connecteurs (connexion totale)**

On suit les mêmes étapes que précédemment :

Soit $N = 18$ goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 36 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre, L'espace minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre

$$E_{min} = 5 \times d = 95\text{ mm} \quad \Rightarrow \quad E_{sp} = \frac{3900}{36 - 1} = 111.428\text{ mm}$$

$$E_{max} = 6 \times h_c = 570\text{ mm}$$

$$E_{min} < 111.428 < E_{max}$$

Donc on prend 36 connecteurs, avec un espacement de 120 mm.

II.4.3. Les poteaux

II.4.3.1. Poteau le plus sollicité

a. Poteau centraux (plus sollicité)

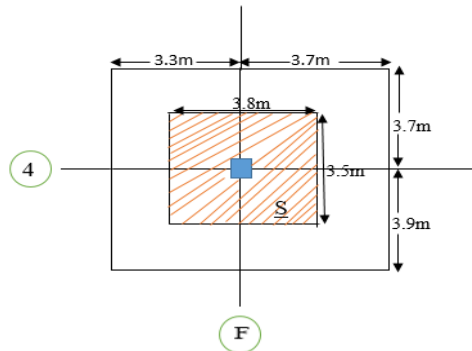


Figure II.7 : Surface revenant au poteau centraux

La surface qui revient au poteau le plus sollicité est :

$$S = 3.8 \times 3.5 = 13.3\text{m}^2$$

a.1.La Descente des charges

Tableau II.14: Descente des charges

G ; Q	Charges et surcharges des planchers terrasse et courants
$g_{p.p}$	pois propre de la poutre principale
$g_{p.s}$	Poids propre de la poutre secondaire
g_s	Poids propre des solives
L_1	Longueur de la poutre principale
L_2	Longueur de la poutre secondaire
L_3	Longueur des solives
L_4	Longueur de la poutre principale (terrasse inaccessible)

Tableau II.15 : caractère de descente des charges

G_t (KN/m ²)	G_c (KN/m ²)	$g_{p.p}$ (KN/m)	$g_{p.s}$ (KN/m)	g_s (KN/m)	L_1 (m)	L_2 (m)	L_3 (m)	L_4 (m)	$Q_{t.in}$ (KN/m ²)	Q_c (KN/m ²)	$Q_{t.acc}$ (KN/m ²)
5.58	5.45	0.262	0.104	0.104	4.1	3.7	3.7	3.9	1	1.5	1.5

$$G_{(terrasseina)} = (G_t \times S) + (g_{p,p} \times L_4) + (g_{p,s} \times L_2) + n(g_s \times L_3)$$

$$G_{(terrasseina)} = (5.58 \times 13.3) + (0.262 \times 3.9) + (0.104 \times 3.7) + 4(0.104 \times 3.7)$$

$$G_{(terrasseina)} = 86.356 \text{ KN}$$

$$G_{(courant)} = (G_c \times S) + (g_{p,p} \times L_1) + (g_{p,s} \times L_2) + n(g_s \times L_3)$$

$$G_{(courant)} = (5.45 \times 13.3) + (0.262 \times 4.1) + (0.104 \times 3.7) + 4(0.104 \times 3.7)$$

$$G_{(courant)} = 75.483 \text{ KN}$$

$$G_{(terrasse acc)} = (G_t \times S) + (g_{p,p} \times L_1) + (g_{p,s} \times L_2) + n(g_s \times L_3)$$

$$G_{(terrasse acc)} = (5.58 \times 13.3) + (0.262 \times 4.1) + (0.104 \times 3.7) + 4(0.104 \times 3.7)$$

$$G_{(terrasse acc)} = 77.2122 \text{ KN}$$

$$Q_{(terrasseina)} = Q_t \times S = 1 \times 13.3 = 13.3 \text{ KN.}$$

$$Q_{(courant)} = Q_c \times S = 1.5 \times 13.3 = 19.95 \text{ KN.}$$

$$Q_{(terrasse acc)} = Q_{t,accl} \times S = 1.5 \times 13.3 = 19.95 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35G_{(cumulé)} + 1.5Q_{(cumulé)}$$

Tableau II.16 : Loi de dégression des surcharges [1]

toit ou terrasse	Q_0
dernier étage (étage 1)	$Q_0 + Q_1$
étage 2	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
étage 3	$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
étage 4	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
étage 5	$Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
• • •	
étage n	$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

Tableau II.17 : Descente des charges (les poteaux plus sollicité)

Etage	G (KN)	Q (KN)	G _(cumuler) (KN)	Q _(cumuler) (KN)	N _{sd} (KN)
Terrasse	86.356	13.3	87.1348	13.3	137.582
10 ^{ème}	77.2122	19.95	164.347	33.25	271.743
9 ^{ème}	75.483	19.95	239.83	51.205	400.564
8 ^{ème}	75.483	19.95	315.313	67.165	526.420
7 ^{ème}	75.483	19.95	390.796	81.13	649.269
6 ^{ème}	75.483	19.95	466.279	93.1	769.127
5 ^{ème}	75.483	19.95	541.762	103.07	885.984
4 ^{ème}	75.483	19.95	617.245	112.451	1001.957
3 ^{ème}	75.483	19.95	692.728	123.424	1120.308
2 ^{ème}	75.483	19.95	768.211	133.598	1237.482
1 ^{ère}	75.483	19.95	843.694	142.975	1353.449
RDC	75.483	19.95	919.177	153.748	1471.511

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A_{nec} \times f_y}{\gamma_{m0}} [3] \Rightarrow \text{section de classel } (\gamma_{m0} = 1.1)$$

$$A_{nec} \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

Remarque : Pour la réalisation il faut que la largeur de poteau supérieur soit égal à la largeur de poutre donc les Profilé adopté **HEB120** {b_{Poteau} = 120mm > b_{Poutre} = 110mm}.

Tableau II.18 : Les section et les profilés des poteaux centraux

Etage	A _{nec} (mm ²)	Profilé	A(mm ²)
Terrasse	550.328	HEB120	3401
10 ^{ème}	1086.972	HEB120	3401
9 ^{ème}	1602.256	HEB120	3401
8 ^{ème}	2105.68	HEB120	3401
7 ^{ème}	2597.076	HEB120	3401
6 ^{ème}	3076.508	HEB120	3401
5 ^{ème}	3543.936	HEB140	4296
4 ^{ème}	4007.828	HEB140	4296
3 ^{ème}	4481.232	HEB160	5425
2 ^{ème}	4949.928	HEB160	5425
1 ^{ère}	5413.769	HEB160	5425
RDC	5886.044	HEB180	6525

a.2. Vérification du flambement [3]

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et la flexion, et comme les moments sont faible devant l'effort normal on possède à la vérification de la résistance au flambement.

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{br,d} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Méthode de calcul

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

$$\phi = 0.5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_1 = 93.9\varepsilon \\ \beta_A = 1 \\ \lambda = \frac{l_f}{i} \end{cases}$$

❖ **Exemple de calcul**

Poteaux de **RDC (HEB180)**

• **Sens (y-y)**

$$\lambda_y = \frac{0.7 \times 4080}{76.6} = 37.28 \quad \text{avec} \quad \lambda_1 = 93.9 \times \sqrt{\frac{235}{275}} = 86.81$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{37.28}{86.81} = 0.43$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{180}{180} = 1 < 1.2 \\ t_f = 14 \text{ mm} < 100 \end{cases} \Rightarrow \begin{matrix} y-y=b=0.34 \\ z-z=c=0.49 \end{matrix}$$

$$\Phi_y = 0.5 \times [1 + 0.34 \times (0.43 - 0.2) + 0.43^2] \Rightarrow \phi_y = 0.63$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.63 + \sqrt{0.63^2 - 0.43^2}} \Rightarrow \chi_y = 0.917$$

• **Sens (z-z)**

$$\lambda_z = \frac{0.7 \times 4080}{45.7} = 62.49 \quad \text{avec} \quad \lambda_1 = 93.9 \times \sqrt{\frac{235}{275}} = 86.81$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{62.49}{86.81} = 0.72$$

$$\Phi_z = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.72 - 0.2) + 0.72^2] \Rightarrow \phi_z = 0.887$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.887 + \sqrt{0.887^2 - 0.72^2}} \Rightarrow \chi_z = 0.712$$

• **Classification**

$$\begin{cases} \frac{d}{t_w} = \frac{122}{8.5} = 14.35 < 72\varepsilon = 66.24 \\ \frac{c}{t_f} = \frac{70.75}{14} = 5.05 < 9\varepsilon = 8.28 \end{cases} \Rightarrow \text{La section est de classe 1} \quad (\gamma_{m0} = 1.1)$$

$$N_{br,d} = 0.712 \times 1 \times 6525 \times \frac{275}{1.1} \times 10^{-3} \Rightarrow N_{br,d} = 1161.45 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 1471.511 \text{ KN} < N_{br,d} = 1161.45 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{N'est pas Vérifiée}$

Remarque : les vérifications ne permettent pas de choisir ce profilé, donc on doit choisir un profilé plus grand que celui-ci, on prend un **HEB200**

Tous les résultats des calculs du flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.19 : Les effort normaux, les sections et les profilés des poteaux centraux

Etage	H (m)	Profil	N _{sd} (KN)	N _{br,d} (KN)	Ration	Condition
Terrasse	2.04	HEB120	137.582	494.845	28%	Vérifiée
10 ^{ème}	3.06	HEB120	271.743	557.764	49%	Vérifiée
9 ^{ème}	3.06	HEB120	400.564	557.764	72%	Vérifiée
8 ^{ème}	3.06	HEB120	526.420	557.764	94%	Vérifiée
7 ^{ème}	3.06	HEB140	649.269	785.094	83%	Vérifiée
6 ^{ème}	3.06	HEB140	769.127	785.094	98%	Vérifiée
5 ^{ème}	3.06	HEB160	885.984	924.962	96%	Vérifiée
4 ^{ème}	3.06	HEB180	1001.957	1347.412	74%	Vérifiée
3 ^{ème}	3.06	HEB180	1120.308	1347.412	83%	Vérifiée
2 ^{ème}	3.06	HEB180	1237.482	1347.412	92%	Vérifiée
1 ^{ère}	3.06	HEB180	1326.448	1347.412	98%	Vérifiée
RDC	4.08	HEB200	1471.511	1475.712	97%	Vérifiée

III.1. Introduction :

L'étude climatique est l'estimation de l'action du vent et de la neige qui seront éventuellement appliquées à notre ouvrage, ainsi que les effets thermiques

Le calcul sera mené conformément au règlement neige et vent version 2013, Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent et de la neige sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

III.2. L'effet du vent:**III.2.1. Introduction :**

Le vent est une action climatique due au mouvement de l'air résultant de la différence de pression entre les zones de l'atmosphère. Cette étude a pour objet de modéliser cette action sous forme de chargements.

Le calcul sera mené conformément au règlement Neige et vent «2013» Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m. Les sollicitations sont proportionnelles à la hauteur de la structure. Vu l'élancement de notre bâtiment, une étude au vent est nécessaire et sera donc traitée dans ce chapitre.

L'action du vent sur un ouvrage et sur chacun de ses éléments dépend des caractéristiques suivantes :

- Vitesse du vent.
- Catégorie de la construction et des proportions d'ensemble.
- Configuration locale du terrain (nature du site).
- Perméabilité de ses parois (pourcentage de surface des ouvertures par rapport à la surface totale de la paroi).

III.2.2. Dimensionnement de l'ouvrage:

Notre structure est composée de dimensions suivantes :

- Hauteur..... H=38,22 m.
- Largeur..... B=15,30 m.

- Longueur.....L =27,00 m.

III.2.3. Procédure de calcul :

Le tableau II.1 présente un résumé des étapes de calcul des actions du vent. La colonne 3, correspond au paragraphe relatif à chaque paramètre

Paramètre	Symbole	Renvoi
- Pression dynamique de référence	$q_{réf}$	§ 2.3.1
- Hauteur de référence	z_e	§ 2.3.2
- Catégorie de terrain et facteurs de site	-	§ 2.4.3
- Intensité de turbulence I_v	I_v	§ 2.4.6
- Coefficient de topographie	$C_t(z)$	§
- Coefficient de rugosité	$C_r(z)$	2.4.5.
- Coefficient d'exposition	$C_e(z)$	§ 2.4.4
- Pression dynamique de pointe	q_p	§ 2.4 § 2.3
Pression exercée par le vent (par exemple sur les revêtements, bardages, fixations et éléments de construction)		
- Coefficient de pression intérieur	C_{pi}	§ 5.1
- Coefficient de pression extérieur	C_{pe}	§ 5.2
- Coefficient de pression net	C_{pnet}	§ 5.3
- Coefficient de force	C_f	Chap. 4
- Pression aérodynamique extérieure	$W_e = q_p \cdot C_{pe}$	§ 2.6.2
- Pression aérodynamique intérieure	$W_i = q_p \cdot C_{pi}$	§ 2.6.2
Forces exercées par le vent (effets globaux par exemple)		
- Coefficient dynamique	C_d	Chap. 3
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de force)	F_w	2.6.1
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de pression).	F_w	2.6.2

Tableau III.1: Résumé des étapes de calcul .

III.2.4. Principes du DTR RNV (version 2013) :

- Le règlement imposé d'étudier le vent de toutes les parois de la structure.
- Le bâtiment à étudier est considéré de forme rectangulaire, donc l'étude se fera sur deux parois.

❖ Principes généraux:

▪ Modélisation de l'action du vent:

- Les actions exercées par le vent sont classées comme des actions fixes variables
- L'action du vent est représentée par un ensemble simplifié de pression ou de force.
- L'action du vent est supposée perpendiculaire aux surfaces extérieures et intérieures.
- L'action du vent peut aussi être tangentielle (forces de frottement).

III.2.5. Données relative au site :

Notre projet se situe à Alger qui est classé en zone I selon le RNV 2013 d'où :

a. La pression dynamique de référence $q_{réf}$:

La pression dynamique de référence est donnée par le tableau §2.2 en fonction de la zone du vent :

Tableau III.2: La pression dynamique de référence $q_{réf}$.

Zone	$q_{réf}$ (N/m ²)
I	375
I	435
III	500
IV	575

$$\rightarrow q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$$

b. La vitesse de référence de vent $V_{réf}$:

La vitesse de référence du vent $V_{réf}$ est la vitesse moyenne sur dix minutes mesurées dans les conditions conventionnelles avec une probabilité annuelle de dépassement égale à 0,02

Tableau III.3: La vitesse de référence de vent $V_{\text{réf}}$.

Zone	$V_{\text{réf}}$ (m/s)
I	25
I	27
III	29
IV	31

$\rightarrow V_{\text{réf}} = 25 \text{ m/s}$

c. Coefficient de topographie $C_t(z)$ (Chap.2§2.4.3 tableaux 2.3 page 52):

Le coefficient de topographie $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui

$$\begin{cases} C_t(z) = 1 & \text{pour } \phi < 0,05 \\ C_t(z) = 1 + s_{\text{max}} \times \left(1 - \frac{|x|}{k_{\text{red}} \times L} \right) \times e^{-\alpha(z/L)} & \text{pour } \phi \geq 0,05 \end{cases}$$

-ci est sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées.

Le site est considéré comme site plat donc $\rightarrow C_t(z) = 1$ (site plat) ; Pour $\phi < 0,05$

d. Catégorie de terrain (Chap.2 tab.2.4 page 53) :

Les catégories de terrain sont données dans le tableau 2.4 (RNV2013) que les valeurs des paramètres suivantes :

- K_T , facteur de terrain ;
- Z_0 (en m), paramètre de rugosité ;
- Z_{min} (en m), hauteur minimale ;
- ε , coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d

Tableau III.4: Définition des catégories de terrain.

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ε
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Dont notre cas :

Tableau III.5: Définition catégorie de terrain.

Catégorie de terrain	K_t	$Z_0(m)$	$Z_{min}(m)$	ε
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'une plus fois leur hauteur	0,215	0,3	5	0,61

III.2.6. Les directions V1, V2, V3 et V4 du vent:

Selon le règlement [8], le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

Les directions sont comme suit :

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

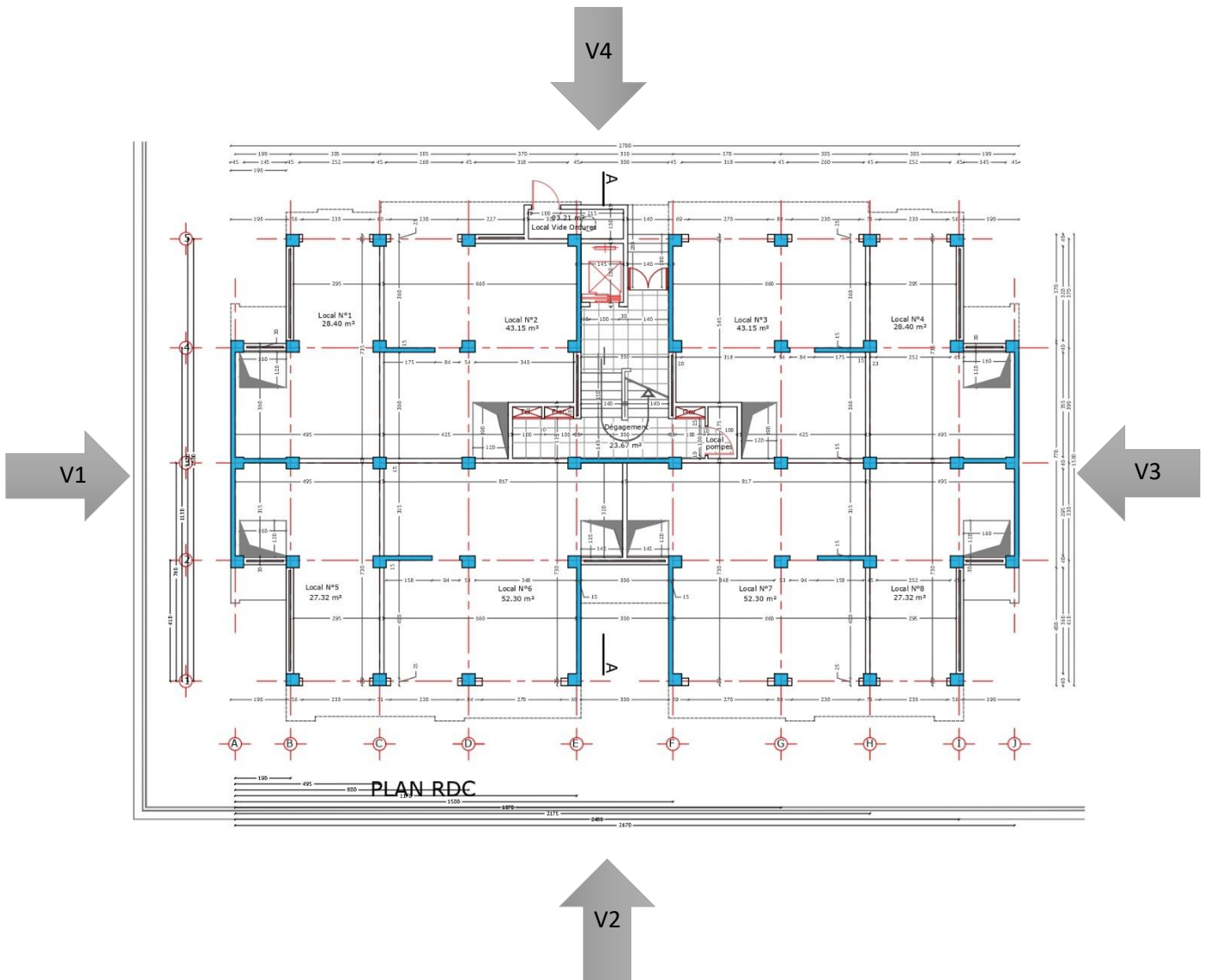


Figure III.2 : Les directions du ventsur la construction.

III.2.7. Détermination de la pression due au vent:

Direction V1

❖ Hauteur de référence Z_e :

On a : $\begin{cases} h = 38.22m \\ b = 15.30m \end{cases} \rightarrow$ On a appliqué 3^{em} cas (figure 2.1) page 51

La hauteur de référence est : $h > 2b$ Pour les murs au vent des constructions à parois verticales

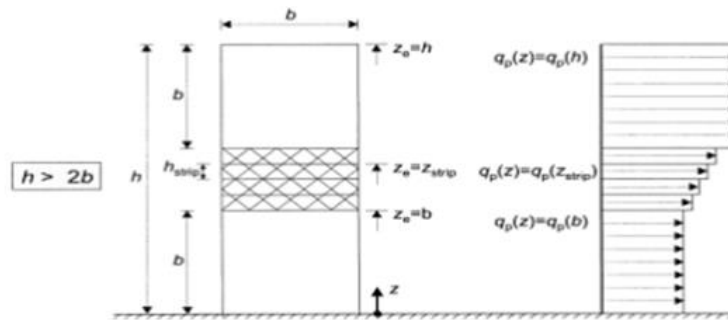


Figure III.3 : Hauteur de référence Z_e .

❖ Coefficient de rugosité (Chap.2 §2.4.4 page 53) :

Est le coefficient de rugosité du terrain tenant compte de la variabilité de la vitesse moyenne du vent sur le site de la construction due à 1 la hauteur au-dessus du niveau du sol et à 1 la rugosité du terrain en amont de la construction, dans la direction du vent en question.

Il est défini par la loi logarithmique suivante :

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

Où ;

- K_T , facture de terrain ;
- Z_0 (en m) , paramètre de rugosité ;
- Z_{\min} (en m) , hauteur minimal ;
- Z (en m), la hauteur considérée ;

• **Paroi verticale :**

$$Z_{\min}=5\text{m} < Z=38,22\text{m} < 200\text{m} \rightarrow C_r(z)=0.215 \times \ln\left[\frac{38,22}{0,3}\right] \rightarrow C_r(z)= 1.042$$

• **Toiture plate (terrasse inaccessible $h_p=0,6\text{m}$) :**

$$Z_{\min}=5\text{m} < Z=38,82\text{m} < 200\text{m} \rightarrow C_r(z)=0.215 \times \ln\left[\frac{38,82}{0,3}\right] \rightarrow C_r(z)= 1.046$$

• **Toiture plate (terrasse accessible $h_p=1,2\text{m}$) :**

$$Z_{\min}=5\text{m} < Z=39.42\text{m} < 200\text{m} \rightarrow C_r(z)=0.215 \times \ln\left[\frac{39.42}{0.3}\right] \rightarrow C_r(z)=1.049$$

Tableau III.6 : Coefficient de rugosité et indice de turbulence.

Z_e (m)	$C_r(z)$	$I_v(z)$
$Z_e = 38.22\text{m}$	1.042	0.206
$Z_e = 38.82\text{m}$	1.046	0.205
$Z_e = 39.42\text{m}$	1.049	0.204

❖ **Intensité de turbulence $I_v(Z)$ (Chap.2 §2.4.6 page 57):**

L'intensité de la turbulence $I_v(z)$ à la hauteur z est définie comme l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent

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

Les règles recommandées pour déterminer $I_v(z)$ sont données comme suit :

• **Paroi verticale :**

$$Z=15.9\text{m} > Z_{\min}=5\text{m} \rightarrow I_v(z) = \frac{1}{C_r(z) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{38.22}{0.3}\right)} \rightarrow I_v(z)=0.206$$

• **Toiture plate (terrasse inaccessible $h_p=0,6\text{m}$) :**

$$Z=16.5\text{m} > Z_{\min}=5\text{m} \rightarrow I_v(z) = \frac{1}{C_r(z) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{38.82}{0.3}\right)} \rightarrow I_v(z)=0.205$$

• **Toiture plate (terrasse accessible $h_p=1,2\text{m}$)**

$$Z=17.1\text{m} > Z_{\min}=5\text{m} \rightarrow I_v(z) = \frac{1}{C_r(z) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{39.42}{0.3}\right)} \rightarrow I_v(z)=0.204$$

❖ **Coefficient d'exposition (Chap.2 §2.3 page 51) :**

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

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

Où:

- C_t est le coefficient de topographie.
- C_r est le coefficient de rugosité.
- $Z(m)$ est la hauteur considérée.
- $I_v(z)$ est l'intensité de la turbulence

• **Paroi verticale :**

$$C_e(z) = 1^2 \times 1.042^2 \times (1 + 7(0.206)) \rightarrow C_e(z) = 2.651$$

• **Toiture plate (terrasse inaccessible $h_p=0.6m$) :**

$$C_e(z) = 1^2 \times 1.046^2 \times (1 + 7(0.205)) \rightarrow C_e(z) = 2.664$$

• **Toiture plate (terrasse accessible $h_p=1.2m$) :**

$$C_e(z) = 1^2 \times 1.049^2 \times (1 + 7(0.204)) \rightarrow C_e(z) = 2.671$$

❖ **La pression de pointe (Chap.2 §2.3 page 50) :**

La pression dynamique de pointe $q_p(z)$ est induite par la vitesse moyenne et les fluctuations rapides de vitesse. Donnée par la formule :

$$q_p(Z_e) = q_{ref} \times C_e(Z_e) \text{ Avec : } q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$$

• **Paroi verticale :**

$$Z_e = 38.22m \rightarrow q_p(Z_e) = 375 \times 2.651 \rightarrow q_p(Z_e) = 994.125 \text{ N/m}^2$$

• **Toiture plate (terrasse inaccessible $h_p=0,6m$) :**

$$Z_e = 38.82m \rightarrow q_p(Z_e) = 375 \times 2.664 \rightarrow q_p(Z_e) = 999 \text{ N/m}^2$$

- **Toiture plate (terrasse accessible $h_p=1,2m$) :**

$$Z_e=39.42m \rightarrow q_p(Z_e)=375 \times 2.671 \rightarrow q_p(Z_e)=1001.625 \text{ N/m}^2$$

Tableau III.7 : Coefficient d'exposition et pression de C_e et $q_p(Z_e)$.

Z_e	$C_e(z)$	$q_p(Z_e) \text{ (N/m}^2\text{)}$
$Z_e=38.22m$	2.651	994.125
$Z_e=38.82m$	2.664	999
$Z_e=39.42m$	2.671	1001.625

- ❖ **Le coefficient dynamique C_d (Chap.3 §3.2 page 62) :**

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

Du fait qu'il s'agit d'un bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est inférieure à 100m et 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent

$$\text{On a } \begin{cases} h = 15.9 < 100m \\ h = 15.9m < 4b = 203,16 \end{cases}$$

Donc la valeur simplifiée et conservatrice $C_d=1$ peut être considérée.

Tableau III.8 : Résultat des différents coefficients en fonction de $Z_e(m)$.

$Z_e(m)$	$C_r(z)$	$C_t(z)$	$I_v(z)$	$C_e(z)$	$q_p(Z_e) \text{ N/m}^2$	$C_d(z)$
$Z_e=38.22m$	1.042	1	0.206	2.651	994.125	1
$Z_e=38.82m$	1.046	1	0.205	2.664	999	1
$Z_e=39.42m$	1.049	1	0.204	2.671	1001.625	1

- ❖ **La pression extérieure $C_{pe}(Z)$ (chapitre 5 du RNV2013) :**

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.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} C_{pe} = C_{pe,1} \dots\dots\dots \text{Si } S \leq 1m^2 \\ C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \dots\dots\dots \text{Si } 1m^2 \leq S \leq 10m^2 \\ C_{pe} = C_{pe,10} \dots\dots\dots \text{Si } S \geq 10m^2 \end{array} \right.$$

Avec S : désigne la surface de la paroi considérée

1. Vent perpendiculaire au pignon, La direction de vent V1 (θ=0°) :

- **Paroi verticale** : Les zones de pressions et les valeurs respective des coefficient correspondants a ces zones sont portées

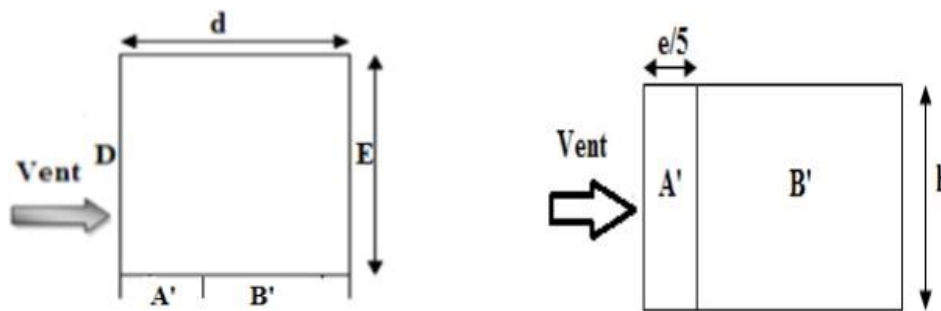


Figure III.4 :Légende pour les parois verticales-sens V1.

b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent

V1 → b = 27.00m.

d : La dimension parallèle à la direction du vent

V1 → d = 15.30 m.

e = min[b; 2h] = min[27; 2x38.22] → e = 27m.

On est dans le cas où d ≤ e

Calcul l'aire des parois verticales :

- Aire de la Zone A' : $A_{A'} = e/5 \times h = 27/5 \times 38.22 = 206.388 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone B' : $A_{B'} = (d - e/5) \times h = (15.30 - 27/5) \times 38.22 = 378.378 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone D : $A_D = b \times h = 27 \times 38.22 = 1031.94 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone E : $A_E = (b - 15) \times h = (27 - 15) \times 38.22 = 458.64 \text{ m}^2$

Toutes les surfaces des parois verticales $S > 10m^2$ donc on prend $C_{pe} = C_{pe,10}$

Les surfaces et les C_{pe} de chaque zone sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.9: Les surfaces et les valeurs de Cpe pour les parois verticales-sens V1.

Zone(m ²)	A'	B'	D	E
S(m ²)	206.388	378.378	1031.94	458.64
Cpe,10	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Les valeurs des coefficients correspondants aux zones A', B', D et E sont portées sur la *figure ci-dessous*

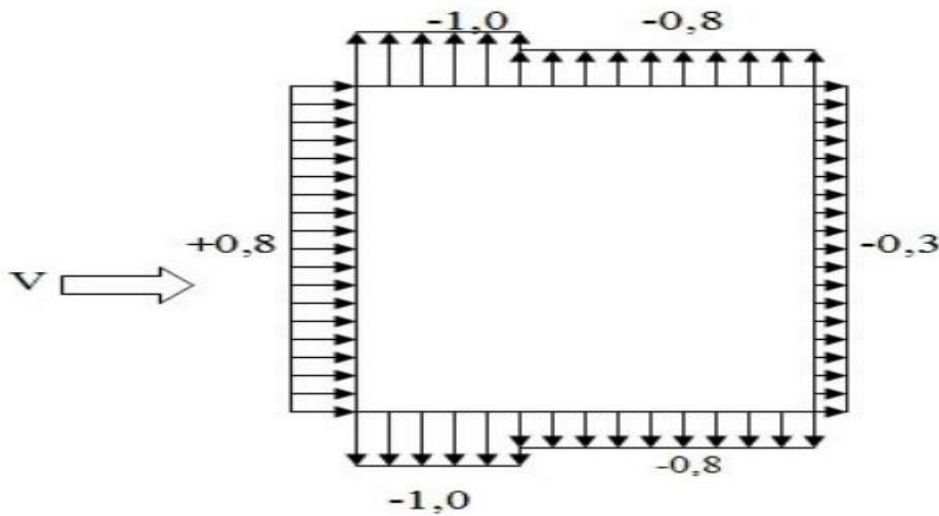


Figure III.5 : Valeur de Cpe pour chaque paroi verticale sens V1.

Toiture plate :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5°. Selon (§1.1.5 chap5.RNV2013) les différentes zones de pression F, G, H et I sont Représentées sur la figure ci-dessous :

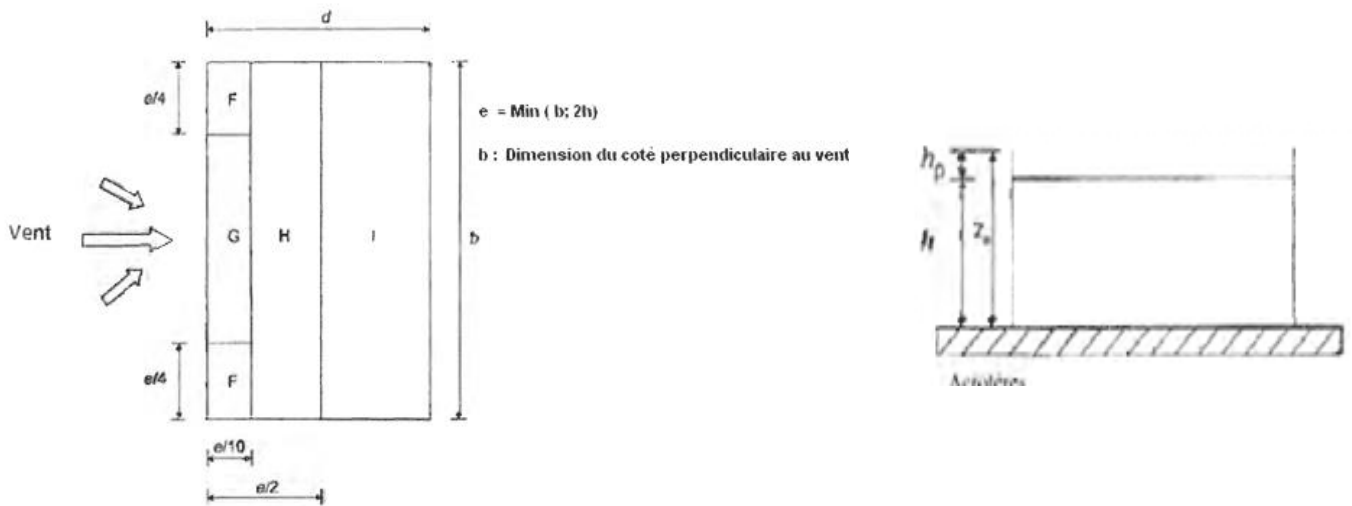


Figure III.6 : Légende pour les toitures plates.

➤ **Terrasse inaccessible :**

La hauteur de l’acrotère $h_p=0.6m$ nous avant une toiture plate Selon **RNV 2013 art.5.1.3**

$$e = \min[b; 2h] = \min[27; 2 \times 38.22] \rightarrow e = 27 \text{ m.}$$

- $e/2 = 13.5$
- $e/4 = 6.75$
- $e/10 = 2.7$

- Aire de la Zone F : $A_F = (e/4 \times e/10) = 6.75 \times 2.7 = 18.225 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone G : $A_G = (b - 2 \times e/4) \times e/10 = (27 - 2 \times (6.75)) \times 2.7 = 455.625 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone H : $A_H = (e/2 - e/10) \times b = (13.5 - 2.7) \times 27 = 291.6 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone I : $A_I = (d - e/2) \times b = (15.30 - 13.5) \times 27 = 48.6 \text{ m}^2$

Toutes les surfaces des parois verticales $S > 10m^2$ donc on prend $C_{pe} = C_{pe,10}$

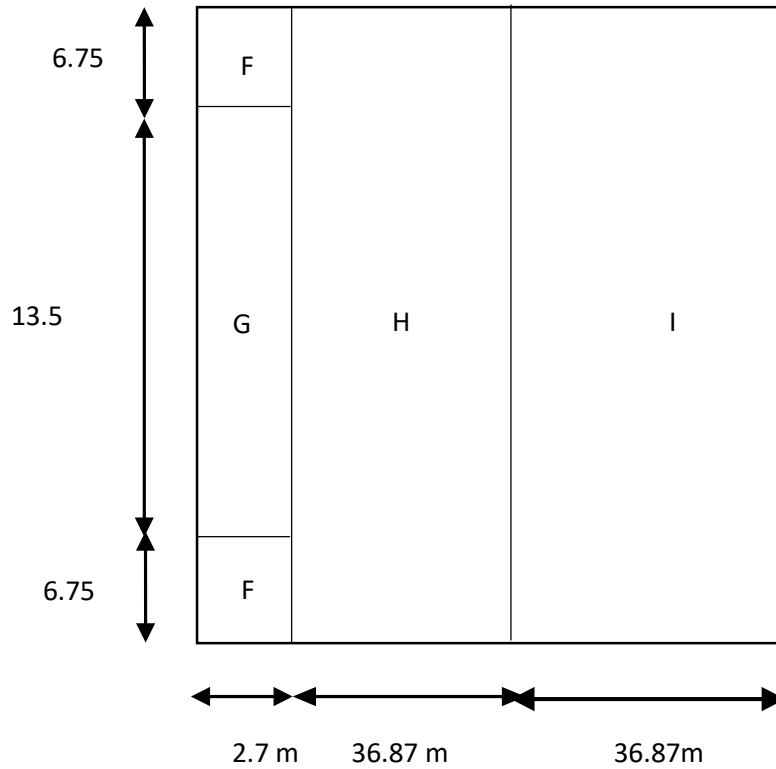


Figure III.6 : Valeurs de C_{pe} pour la toiture - direction V1 du vent.

Dans notre cas $\frac{hp}{h} = \frac{0,6}{38,22} = 0,016 \cong 0,05$

D'après le tableau (5.2) RNV 2013 les valeurs de C_{pe} sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.10: Les surface et les valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse inaccessible-sens(V1).

Zone(m ²)	F	G	H	I
S(m ²)	18.225	455.625	291.6	48.6
C _{pe,10}	-1.4	-0.9	-0.7	-0.2

Les valeurs des coefficients correspondants aux zones F, G, H et I sont portées sur la figure ci-dessous

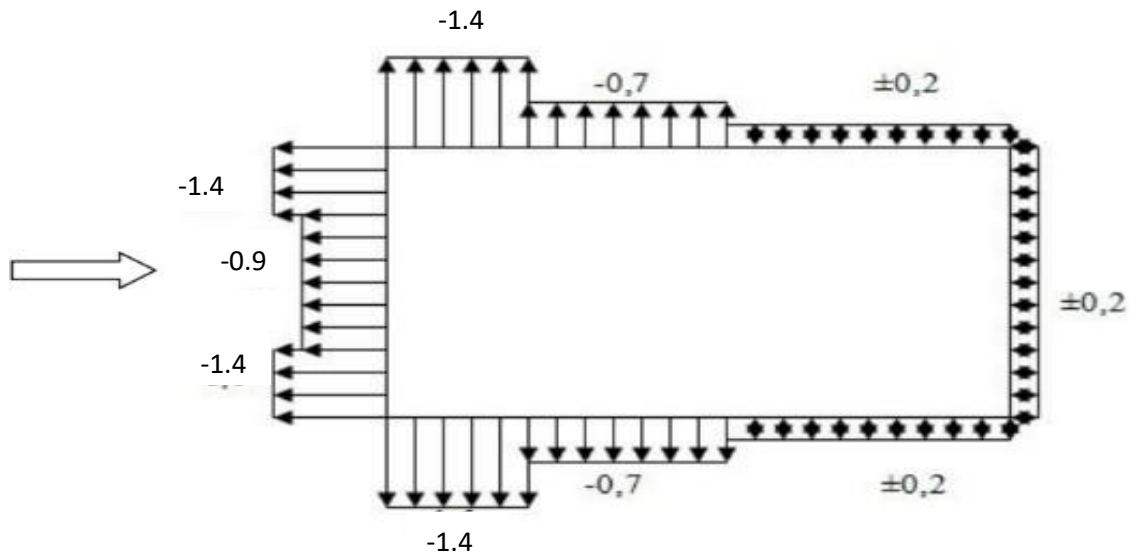


Figure III.7: Valeur de Cpe pour les toitures plates sense V1 (terrasse inaccessible).

➤ Terrasse accessible :

La hauteur de l'acrotère $h_p=1.2m$ nous avant une toiture plate Selon RNV 2013 art.5.1.3

$$e = \min(b, 2h) = 27 \text{ m}$$

$$\text{Donc } \frac{h_p}{h} = \frac{1,2}{38,22} = 0,031 \cong 0,05$$

D'après le tableau (5.2) RNV 2013 les valeurs de C_{pe} sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.11 : Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse accessible-sens (V1).

Zone(m ²)	F	G	H	I
Cpe,10	-1.2	-0.8	-0.7	-0.2

Les valeurs des coefficients correspondants aux zones F,G,Het I sont portées sur la figure ci-

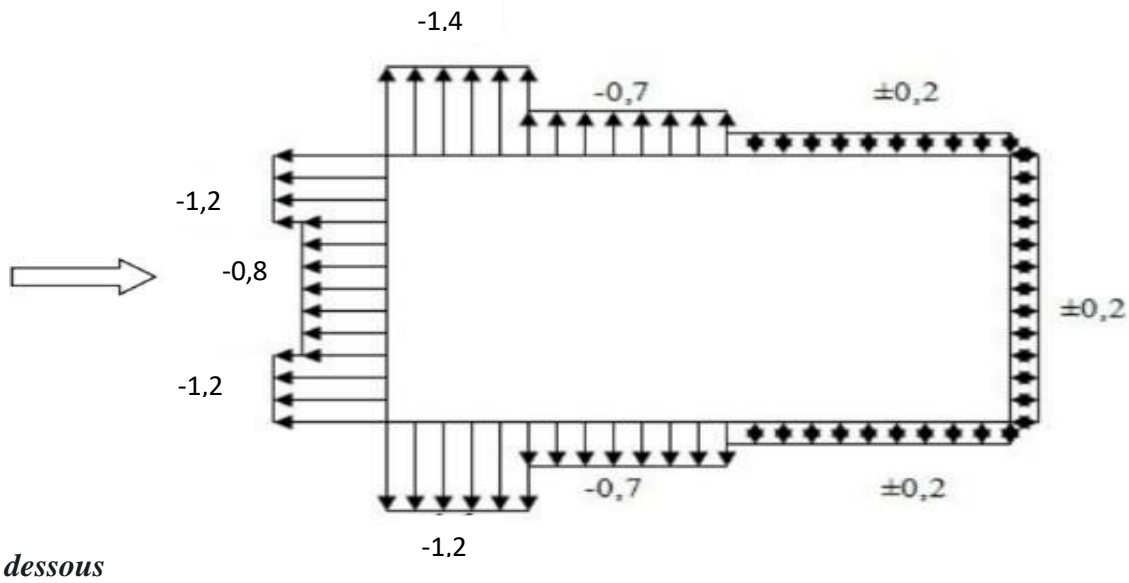


Figure III.8: Valeur de Cpe pour les toitures plates sense V1 (terrasse accessible).

Donc on doit calculer donc l'indice de perméabilité μ_p . **Formule (chapitre 3 §5.2.2.2 chapitre 96)**

Le coefficient de pression C_{pi} est on fonction de l'indice de perméabilité μ_p et par rapport h/d

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} = \frac{80.221 + 18.26 + 28.04}{80.221 + 18.26 + 28.04 + 49.234} = 0,72$$

$$h/d = 2.5 > 1$$

$$\text{Pour : } \mu_p = 0,72 \text{ et } h/d > 1 \rightarrow C_{pi} = -0.2$$

$$\text{Pour : } \mu_p = 0,72 \text{ et } h/d \leq 0,25 \rightarrow C_{pi} = -0,1$$

$$\text{Pour : } \mu_p = 0,72 \text{ et } h/d = 0,51 \rightarrow C_{pi} = -0.16$$

- ❖ **Calcul des pressions aérodynamique du vent (chapitre 5 du RNV2013)** : L'expression de la pression aérodynamique qui agit sur les façades externes, prend en considération les effets aérodynamiques, ce qui permet d'écrire :

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

Les résultants de $W(Z_j)$ [N/m^2] sont regroupés dans les tableaux ci-dessous :

- **Paroi verticale :**

Tableau III.12 : Les résultants de $W(Z_j)$, Paroi verticale (sense V1).

Zone	$Z_e(m)$	$q_p(z_e)$ [N/m^2]	C_{pe}	C_{pi}	$w(z_j)$ [N/m^2]
A'	38.22	994.125	-1.00	-0.2	-759.3
B'	38.22	994.125	-0.8	-0.2	-596.475
D	38.22	994.125	+0.8	-0.2	994.125
E	38.22	994.125	-0.3	-0.2	-99.412

- **Toiture Plate (Terrasse inaccessible) :**

Tableau III.13 : Les résultants de $W(Z_j)$, terrasse inaccessible (sense V1).

Zone	$Z_e(m)$	$q_p(z_e)$ [N/m^2]	C_{pe}	C_{pi}	$w(z_j)$ [N/m^2]
F	38.82	999	-1.4	-0.2	-1198.8
G	38.82	999	-0.9	-0.2	-1098.9
H	38.82	999	-0.7	-0.2	-499.5
I	38.82	999	-0.2	-0.2	00

- **Toiture Plate (Terrasse accessible) :**

Tableau III.14 : Les résultants de $W(Z_j)$, terrasse accessible (sense V1).

Zone	$Z_e(m)$	$q_p(z_e)$ [N/m^2]	C_{pe}	C_{pi}	$w(z_j)$ [N/m^2]
F	39.42	1001.625	-1.2	-0.2	-1001.625
G	39.42	1001.625	-0.8	-0.2	-600.975
H	39.42	1001.625	-0.7	-0.2	-500.815
I	39.42	1001.625	-0.2	-0.2	00

2. Vent parallèle à la façade principale, La direction de vent V2 :

- Paroi verticale :

$b = 15.30\text{m}$, $d = 27.00\text{ m}$.

$e = \min[b; 2h] = \min[15.30 ; 2 \times 38.22] \rightarrow e = 15.30\text{ m}$.

On est dans le cas où $e > d$, alors la paroi est divisée A, B, C, D, E qui sont données par la figure suivants :

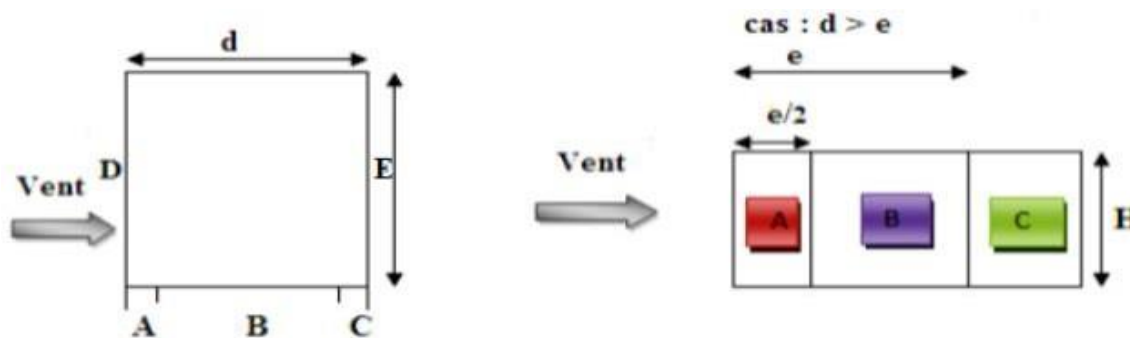


Figure III.9:Légende pour les parois verticales-sensV2.

Calcul l'aire des parois verticales :

- Aire de la Zone A : $A_A = e/5 \times h = 15.30/5 \times 38.22 = 116.95\text{m}^2$
- Aire de la Zone B : $A_B = (e - e/5) \times h = (15.30 - 15.30/5) \times 38.22 = 467.81\text{m}^2$
- Aire de la Zone C : $A_C = (d - e) \times h = (27.00 - 15.30) \times 38.22 = 447.174\text{m}^2$
- Aire de la Zone D : $A_D = b \times h = 15.30 \times 38.22 = 584.766\text{ m}^2$
- Aire de la Zone E : $A_E = b \times h = 15.30 \times 38.22 = 584.766\text{ m}^2$

Toutes les surfaces des parois verticales $S > 10\text{m}^2$ donc comprend $C_{pe} = C_{pe,10}$

Tableau II.15 : Les surfaces et les valeurs de Cpe pour les parois verticales-sensV2.

Zone(m ²)	A	B	C	D	E
S(m ²)	116.95	467.81	447.174	584.766	584.766
Cpe,10	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

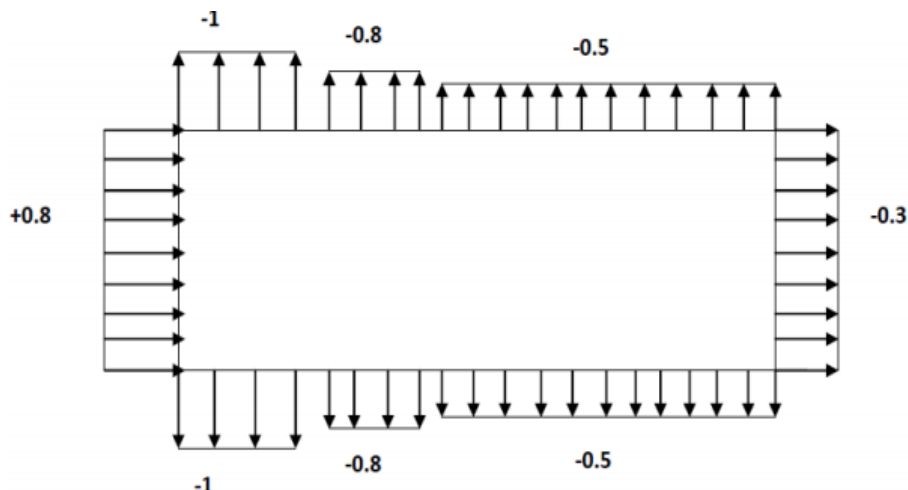


Figure III.10: Valeur de Cpe pour les parois verticales-sens V2.

- Toiture plate :
- Terrasse inaccessible :

La hauteur de l'acrotère $h_p=0.6m$ nous avant une toiture plate Selon RNV 2013 art.5.1.3

$$e = \min[b; 2h] = \min[15.30 ; 2 \times 38.22] \rightarrow e = 15.30 \text{ m.}$$

- $e/2 = 7.65$
- $e/4 = 3.825$
- $e/10 = 1.53$

- Aire de la Zone F : $A_F = (e/4 \times e/10) = 3.825 \times 1.53 = 5.85 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone G : $A_G = (b - 2 \times e/4) \times e/10 = (15.30 - 2 \times (3.825)) \times 1.53 = 11.70 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone H : $A_H = (e/2 - e/10) \times b = (7.65 - 1.53) \times 15.30 = 96.39 \text{ m}^2$
- Aire de la Zone I : $A_I = (d - e/2) \times b = (27.00 - 7.65) \times 15.30 = 296.055 \text{ m}^2$

Toutes les surfaces des parois verticales $S > 10m^2$ donc comprend $C_{pe} = C_{pe,10}$

Dans notre cas $\frac{h_p}{h} = \frac{0,6}{38,22} = 0,016 \cong 0,02$

Tableau III.16 : La surface et les valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse-sens V2.

Zone(m ²)	F	G	H	I
S(m ²)	5.85	11.70	96.39	296.055
C _{pe,10}	-1.4	-0.9	-0.7	-0.2

➤ **Terrasse accessible :**

La hauteur de l'acrotère $h_p=1.2m$ nous avant une toiture plate Selon **RNV 2013 art.5.1.3**

$$e=\min (b, 2h) = 15.30m$$

$$\text{Donc } \frac{h_p}{h} = \frac{1,2}{38,22} = 0,031 \cong 0,03$$

D'après le tableau (5.2) **RNV 2013** les valeurs de C_{pe} sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.17 : Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse accessible-sens V2.

Zone(m ²)	F	G	H	I
$C_{pe,10}$	-1.2	-0.8	-0.7	-0.2

• **Coefficient de pression intérieur C_{pi} (chapitre 5 du RNV2013) :**

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} = \frac{49.234+18.26+28.04}{80.221+18.26+28.04+49.234} = 0,54$$

$$h/d=1.41 > 1 \text{ donc}$$

$$\text{Pour : } \mu_p = 0,54 \text{ et } h/d > 1 \quad \rightarrow \quad C_{pi} = 0.026$$

$$\text{Pour : } \mu_p = 0,54 \text{ et } h/d \leq 0,25 \quad \rightarrow C_{pi} = 0,09$$

$$\text{Pour : } \mu_p = 0,54 \text{ et } h/d = 0,31 \quad \rightarrow C_{pi} = 0.085$$

• **Calcul des pressions aérodynamique du vent (chapitre 5 du RNV2013) :**

Les résultants de $W(Z_j)$ [N/m²] sont regroupés dans les tableaux ci-dessous :

• **Paroi verticale :**

Tableau III.18 : Les résultants de $W(Z_j)$, Paroi verticale (sense V2).

Zone	$Z_e(m)$	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$w(z_j)$ [N/m ²]
A	38.22	994.125	-1.00	0.026	-1019.972
B	38.22	994.125	-0.8	0.026	-821.147
C	38.22	994.125	-0.5	0.026	-522.91
D	38.22	994.125	+0.8	0.026	769.45
E	38.22	994.125	-0.3	0.026	-324.085

• **Toiture Plate (Terrasse inaccessible) :**

Tableau III.19 : Les résultants de $W(Z_j)$, terrasse inaccessible (sense V2).

Zone	$Z_c(m)$	$q_p(z_e) [N/m^2]$	C_{pe}	C_{pi}	$w(z_j)[N/m^2]$
F	38.82	999	-1.4	0.026	-1424.574
G	38.82	999	-0.9	0.026	-925.074
H	38.82	999	-0.7	0.026	-725.274
I	38.82	999	-0.2	0.026	-225.774

- Toiture Plate (Terrasse accessible) :

Tableau III.20 : Les résultants de $W(Z_j)$, terrasse accessible (sense V2).

Zone	$Z_c(m)$	$q_p(z_e) [N/m^2]$	C_{pe}	C_{pi}	$w(z_j)[N/m^2]$
F	39.42	1001.625	-1.2	0.026	-1227.992
G	39.42	1001.625	-0.8	0.026	-827.342
H	39.42	1001.625	-0.7	0.026	-727.179
I	39.42	1001.625	-0.2	0.026	-226.367

❖ Force de vent :

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée directement en utilisant l'expression suivante :

$$F_w = W_{(z_j)} \times A_{ref} [N] \quad (\S 2.6.2. RNV2013)$$

Avec:

- A_{ref} : Surface élémentaire
- $W_{(z_j)}$: La pression aérodynamique

- Sens V1 :
- Paroi verticale :

Tableau II.21 : Les résultants de F_w , Paroi verticale (sense V1).

Zone	$A_{ref} (m^2)$	$W_{(z_j)} [N/m^2]$	$F_w (KN)$
A'	206.388	-759.3	-156.71
B'	378.378	-596.475	-225.693
D	1031.94	994.125	1025.877
E	458.64	-99.412	-45.594

- Toiture Plate (Terrasse inaccessible) :

Tableau II.22 : Les résultants de F_w , Terrasse inaccessible (sense V1).

Zone	$A_{ref} (m^2)$	$W_{(zj)} [N/m^2]$	$F_w (KN)$
F	18.225	-1198.8	-21.848
G	455.625	-1098.9	-500.686
H	291.6	-499.5	-145.654
I	48.6	00	00

- Toiture Plate (Terrasse accessible) :

Tableau II.23 : Les résultants de F_w , Terrasse accessible (sense V1).

Zone	$A_{ref} (m^2)$	$W_{(zj)} [N/m^2]$	$F_w (KN)$
F	18.225	-1001.625	-18.254
G	455.625	-600.975	-273.819
H	291.6	-500.815	-146.037
I	48.6	00	00

- Sens V2 :

- Paroi verticale :

Tableau II.24 : Les résultants de F_w , Paroi verticale (sense V2).

Zone	$A_{ref} (m^2)$	$W_{(zj)} [N/m^2]$	$F_w (KN)$
A	116.95	-1019.972	-119.285
B	467.81	-821.147	-384.140
C	447.174	-522.91	-233.831
D	584.766	769.45	449.984
E	584.766	-324.085	-189.513

- Toiture Plate (Terrasse inaccessible) :

Tableau II.25 : Les résultants de F_w , Terrasse inaccessible (sense V2).

Zone	$A_{ref} (m^2)$	$W_{(zj)} [N/m^2]$	$F_w (KN)$
F	5.85	-1424.574	-8.333
G	11.70	-925.074	-10.823
H	96.39	-725.274	-69.909
I	296.055	-225.774	-75.723

- Toiture Plate (Terrasse accessible) :

Tableau II.26 : Les résultants de F_w , Terrasse accessible (sense V2).

Zone	$A_{ref} (m^2)$	$W_{(zj)} [N/m^2]$	$F_w (KN)$
F	5.85	-1227.992	-7.183
G	11.70	-827.342	-9.679
H	96.39	-727.179	-70.092
I	296.055	-226.367	-67.017

❖ Calcul des forces de frottement (article 2.6.3 et 2.6.4) :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent).

- Condition à vérifier: $2(d \times h) \leq 4(2b \times h)$.

Avec:

- b est la dimension perpendiculaire au vent
- d est la dimension parallèle au vent.
- H est la hauteur du bâtiment.

▪ Direction V1 :

$$2(15.30 \times 38.22) \leq 4(2(27.00) \times 38.22)$$

$$1169.532 \leq 8255.52 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

▪ Direction V2 :

$$2(27.00 \times 38.22) \leq 4(2(15.30) \times 38.22)$$

$$2063.88 \leq 4678.128 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Remarque : Les conditions sont vérifiées, donc les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés dans notre cas.

III.3. Étude à la neige

III.3.1. Introduction

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

Notre projet se trouve à une altitude de 350m.

III.3.2. Calcul des charges de la neige « S »

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

$$S = \mu \times S_k$$

Avec : S_k (en KN/m^2) est la charge de neige sur le sol.

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

Le bâtiment se situe à la commune de Bouzareah wilaya de Alger, zone B.

La valeur S_k est déterminée par les lois de variation suivantes :

$$S_k = \frac{(0.04 \times H) + 10}{100} = \frac{(0.04 \times 350) + 10}{100} = 0,24 \text{ KN/m}^2$$

Coefficient de forme de toiture : $\alpha = 9^\circ$ donc $\mu = 0,8$.

$$\rightarrow S = 0,8 \times 0,24 = 0,192 \text{ KN/m}^2$$

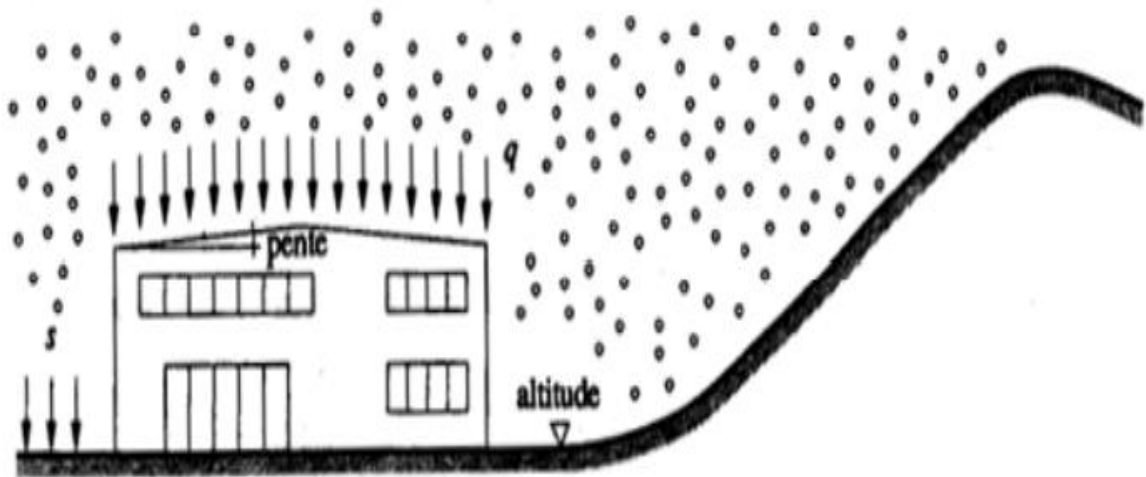


Figure III.11 : Action due à la neige.

III.3.3. Charge de neige sur les obstacles :

Les obstacles tels que cheminées, barrière à neige, garde-corps, acrotères ou autres doivent être vérifiés sous l'action d'une force F_s due au glissement d'une masse de neige sur la toiture.

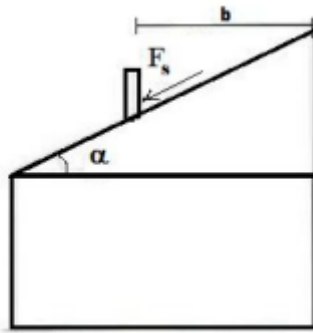


Figure III.12 : Force exercée sur une cheminée.

Cette force F_s exercée dans la direction de ce glissement par unité de largeur est donnée par la formule suivant :

$$F_s = S \times b \times \sin\alpha$$

$$1 \rightarrow F_s = 0,192 \times 2 \times \sin 11^\circ = 0,073 \text{ KN/m}$$

$$2 \rightarrow F_s = 0,192 \times 2 \times \sin 11^\circ = 0,073 \text{ KN/m}$$

$$3 \rightarrow F_s = 0,192 \times 0,85 \times \sin 11^\circ = 0,031 \text{ KN/m}$$

Conclusion

Ces résultats vont être comparés avec la résultante des forces sismique, pour prendre le cas le plus défavorable en vue.

IV.1. Introduction

Un séisme est un mouvement naturel, brusque et transitoire qui peut durer quelques secondes à quelques minutes. Afin d'assurer la stabilité et la rigidité d'une construction face aux charges sismiques (horizontales) on fait appel à un système de contreventement. L'étude sismique d'une structure a pour objectif d'assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement des éléments appropriés toute en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'économie et l'aspect architectural. Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. Dans notre modélisation on a utilisé le logiciel **Autodesk Robot structural Analysis Professional 2019** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes [6].

IV.2. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

IV.3. Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.4. Modélisation de masse

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.
- La masse est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$ imposée par le [6] avec $(\beta=0.2)$ pour un bâtiment à usage commercial en RDC et usage d'habitations pour tous les étages.
- La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

IV.5. Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1-La méthode statique équivalente.
- 2-La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3-La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.5.1. Critères de classification par le [6]

IV.5.1.1. Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en quatre (4) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité algérienne et la répartition des zones par wilaya et par commune est présenté comme suite.

- ✓ ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ✓ ZONE I : sismicité faible.
- ✓ ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ✓ ZONE III : sismicité élevée.

Dans notre cas, et d'après répartition des zones citée ci-dessus : La wilaya de « **Alger** » situe dans une zone de sismicité moyenne « **ZONE III** ».

IV.5.1.2. Classification de l'ouvrage selon leur importance

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- ✓ Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.
- ✓ Groupe 1B : ouvrages de grande importance.
- ✓ Groupe 2 : ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- ✓ Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage représente un bâtiment à usage d'habitation, il est considéré comme ouvrage courant ou d'importance moyenne « **groupe 2** »

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol de catégorie S3

IV.5.2. La méthode statique équivalente

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Concernant l'ouvrage On constate que la condition n'est pas vérifiée vu que la hauteur de notre structure dépasse les 17m (irrégulier en plan), qui veut dire que l'utilisation de la méthode statique équivalente seulement n'est pas tolérable, [6] du coup on l'utilise la méthode d'analyse model spectrale.

IV.5.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme(temporelle)

L'analyse temporelle est une analyse qui permet d'obtenir la réponse de la structure à une excitation imposée dans un intervalle de temps déterminé, contrairement aux autres types d'analyses disponibles qui affichent la réaction de la structure sous forme d'amplitudes obtenues à un moment unique.

L'analyse temporelle consiste à trouver la solution de l'équation de la variable de temps "t" suivant

IV.5.4. La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans 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 calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- ✓ Concentration des masses au niveau des planchers.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ sec}(4 - 14)$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et la période du mode K.

a. Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérographes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

R : coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement. [6]

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. [6]

Q : facteur de qualité [6]

S_a : L'accélération maximale

g : accélération de la pesanteur.

Le graphe de l'équation précédente est le suivant :

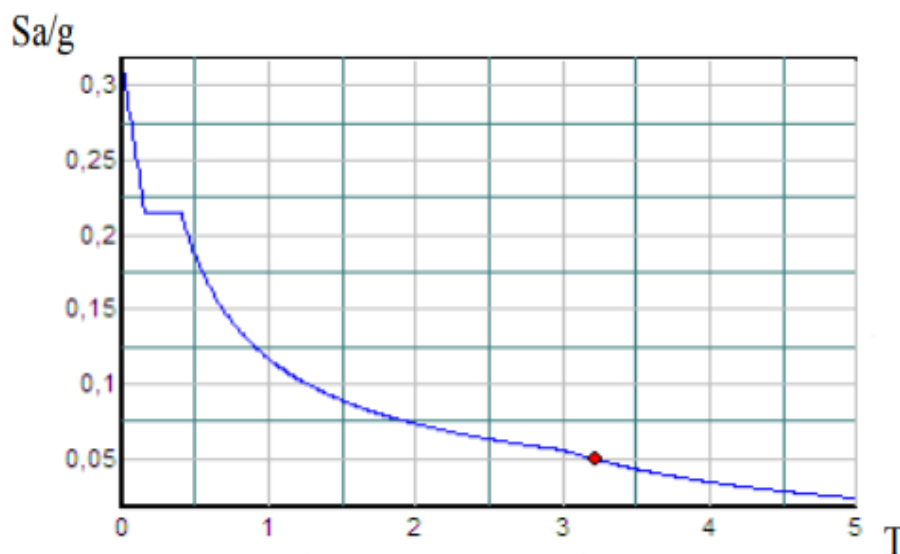


Figure IV.1 : spectre de réponse

b. Résultantes des forces sismiques de calcul

L'une des vérifications préconisées par le [6] (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport : $r = \frac{0.8V}{V_t}$

IV.6. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

La force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante (Article 4.2.1 du RPA) :

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

Avec :

- **A : coefficient d'accélération de la zone**

Donné par le [6], fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas, on a :

- Un groupe d'usage 2
- A=0.25
- Une Zone III

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

- T_1, T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site

Catégorie S_3 (site meuble) $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \end{cases}$

- η : facteur de correction d'amortissement.

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

- ξ : (%) est le pourcentage d'amortissement critique

- $\xi=5$
- $\eta=1$ (portique Acier léger)

T : Période fondamentale de la structure.

Avec : $T = \min \begin{cases} 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.09 \times \frac{38.22}{\sqrt{27.00}} = 0.66 \text{ S} \\ T_y = 0.09 \times \frac{38.2}{\sqrt{15.30}} = 0.88 \text{ S} \end{cases} \\ T = C_T \times (h_N)^{3/4} = 0.05 \times (38.22)^{3/4} = 0.77 \text{ S} \end{cases}$

- C_T : est un coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage [6], Dans notre cas, on a le contreventement assuré par des palées de stabilité et des murs en maçonnerie, avec $C_t=0.05$

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

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

Tableau IV.1 : Période fondamentale de la structure

La formule	$T=0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}}$		$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$
Résultats	$\begin{cases} Dx = 27.00m \\ hN = 38.22m \\ Tx = 0.66s \end{cases}$	$\begin{cases} Dy = 15.30m \\ hN = 38.22m \\ Ty = 0.88s \end{cases}$	$\begin{cases} Ct = 0.05 \\ hN = 38.22m \\ T = 0.77s \end{cases}$
	$T_x = \min(0.77 ; 0.66) = 0.66 S$		
	$T_y = \min(0.88 ; 0.77) = 0.77 S$		

o Pour (site meuble S3)

$$\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.50s \end{cases}$$

Et :

$$\begin{cases} T2 \leq T_x \leq 3.0s = 0.5s \leq 0.66s \leq 3.0s \\ T2 \leq T_y \leq 3.0s = 0.5s \leq 0.77s \leq 3.0s \end{cases}$$

La valeur de T considère dans les deux directions

- Sens (x-x) : $T_x=0.66 s$; $1,3T_x=0.858 S$

- Sens (y-y) : $T_y=0.77 s$; $1,3T_y=1 S$

Le choix de la période de calcul de l'effort tranchant a la base est choisi comme suit :

$$T = \begin{cases} T \text{ analytique si } T \text{ analytique} < 1,3 T \text{ empirique} \\ 1,3 T \text{ empirique si } T \text{ analytique} \geq 1,3 T \text{ empirique} \end{cases}$$

Tableau IV.2 : facteur d'implication dynamique moyen

La formule	Application numérique	Résultats
$D_x=2,5\eta \left(\frac{T2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$	$2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,50}{0,66}\right)^{\frac{2}{3}}$	2.078
$D_y =2,5\eta \left(\frac{T2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$	$2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,50}{0,77}\right)^{\frac{2}{3}}$	1.876

Tableau IV.3 : facteur d'amplification dynamique moyen

Facteur d'amplification dynamique	
$\xi(\%)$	5
η	1
$T2$	0.5
$T2 \leq Tx \leq 3.0s$	$D_x = 2.078$
$T2 \leq Ty \leq 3.0s$	$D_y = 1.876$

• **R : coefficient de comportement global de la structure**

Sa valeur unique est donnée par le [6] en fonction du système de contreventement tel que défini Dans notre cas, on a opté pour deux systèmes de contreventement :

Selon X : Ossature contreventée par palées triangulées en $X \rightarrow R_x = 3$

Selon Y : Ossature contreventée par palées triangulées en $V \rightarrow R_y = 3$

Remarque : le système de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient **R** la valeur la plus petite.

• **Q : facteur de qualité**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum Pq$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ".

Tableau IV.4: Facteur de qualité

Critères	Pq/xx		Pq/yy	
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	observé	0	N/observé
2. Redondance en plan	0	observé	0	N/observé
3. Régularité en plan	0.05	N/observé	0.05	N/observé
4. Régularité en élévation	0	Observé	0	N/observé
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	Observé	0	Observé
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	Observé	0	Observé

$$Q_{xx} = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0 + 0 + 0) = 1.05$$

$$Q_{yy} = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0 + 0 + 0) = 1.05$$

IV.6.1 Vérification des déplacement latéraux inter étage

L'une des vérifications préconisées par [6], concerne les déplacements latéraux inter étage.

En effet selon [6], l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifié :

$$\Delta_k^x \leq \Delta_{adm} \text{ et } \Delta_k^y \leq \Delta_{adm}$$

Avec : $\Delta_{adm} = 1\% H_e$

Où : H_e représente la hauteur de l'étage.

Avec $\delta k^x = R \times r_y \times \delta e k^x$ et $\delta k^y = R \times r_y \times \delta e k^y$

IV.7 Vérification la structure selon le [6]

Au cours d'étude de notre structure, on a passé par deux étape (1^{ier} étape modèle initiale et le 2^{ème} étape modèle final), telle que la déférence entre les modèles étudiés est le système de contreventement utilisé.

IV.7.1 Modèle initial

Pour cette étape, on va vérifier la structure autant qu'une structure auto stable comme il est indiqué dans la figure ci-dessous.

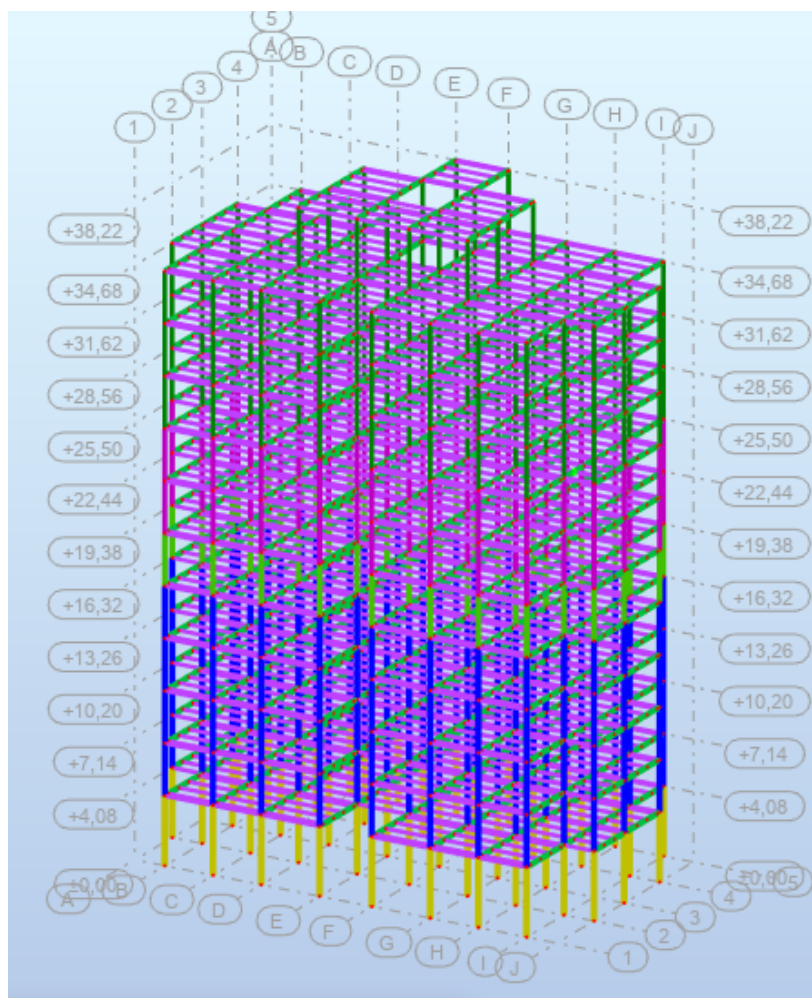


Figure IV.2 : Vue 3D du modèle initial

Résultats d'analyse dynamique

Une période fondamentale **T=8.49 sec**

La participation massique dépasse le seuil de 90% à partir de 4^{iemme} mode selon x et à partir de 6^{iemme} mode selon y.

Tableau IV.5: la période initiale

Modes	Fréquence [Hz]	Periode [Sec]	Mass cumulé Ux[%]	Mass cumulé Uy[%]	Mass modale Ux[%]	Mass modale Uy[%]
1	0.12	8.49	80.84	0.00	80.84	0.00
2	0.24	4.14	80.84	80.56	0.00	80.56
3	0.25	3.96	80.85	80.56	0.01	0.00
4	0.34	2.98	91.29	80.56	10.44	0.00
5	0.57	1.76	94.85	80.56	3.56	0.00
6	0.66	1.51	94.85	91.89	0.00	11.33
7	0.70	1.43	94.85	91.89	0.00	0.00
8	0.77	1.29	96.00	91.89	1.15	0.00
9	0.93	1.07	97.24	91.89	1.24	0.00
10	1.11	0.90	97.24	95.42	0.00	3.53
11	1.17	0.85	98.07	95.42	0.83	0.00

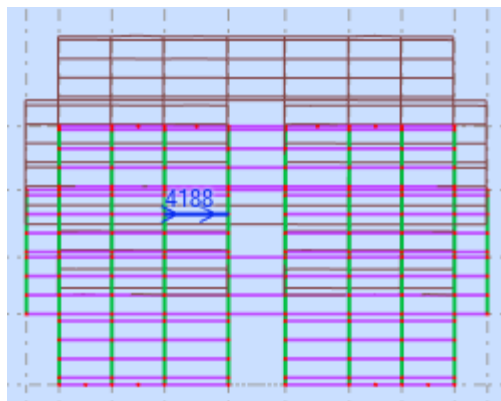


Figure IV.3 : 1^{ier} mode translation sens x-x



Figure IV.4 : 2^{iem} mode translation sens y-y

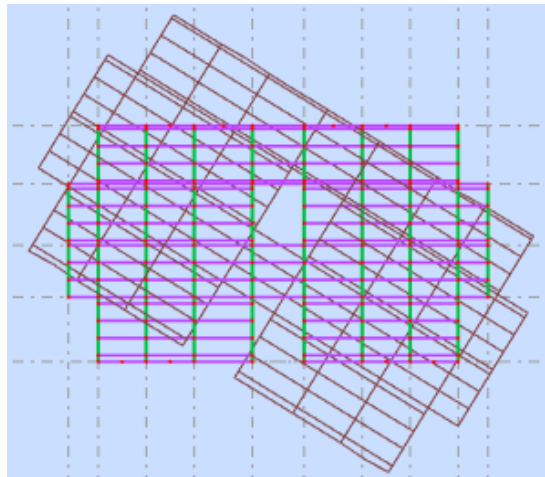


Figure IV.5 : 3^{iem} mode torsion autour de z

Remarque : la structure n'est pas stable car elle ne contient aucun contreventement, après plusieurs calculs en utilisant plusieurs positions des contreventements, nous avons obtenu une structure stable qui est le modèle final.

IV.7.2 Modèle final

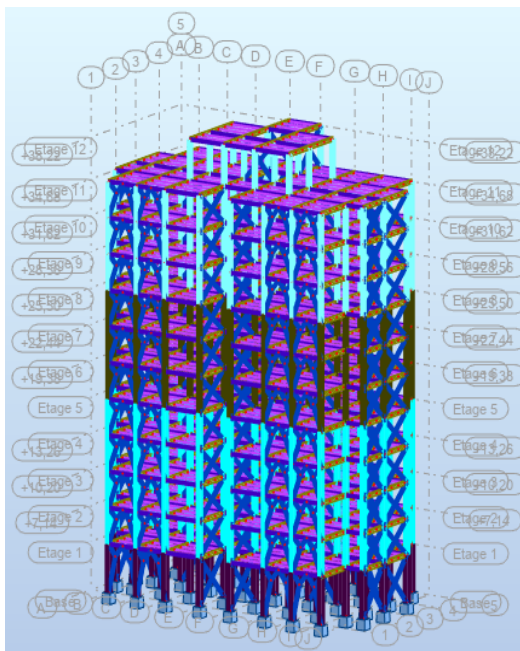


Figure IV.6 : Vue 3D du modèle final

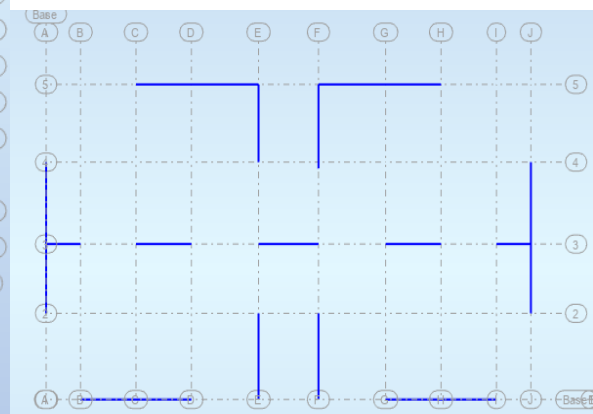


Figure IV.7 : Position des Stabilité

Résultats d'analyse dynamique

Une période fondamentale **T=0.86 sec**

La participation massique dépasse le seuil de 90% à partir de 4^{ème} mode selon x

Tableau IV.6: la période finale

Modes	Fréquence [Hz]	Periode [Sec]	Mass cumulé Ux[%]	Mass cumulé Uy[%]	Mass modale Ux[%]	Mass modale Uy[%]
1	1.16	0.86	75.17	0.00	75.17	0.00
2	1.25	0.80	75.17	71.33	0.00	71.33
3	1.64	0.61	75.24	71.33	0.07	0.00
4	3.78	0.26	91.78	71.33	16.53	0.00
5	3.94	0.25	91.78	71.33	0.00	0.00
6	3.94	0.25	91.78	71.33	0.00	0.00
7	4.18	0.24	91.78	71.33	0.00	0.00
8	4.18	0.24	91.78	71.33	0.00	0.00
9	4.20	0.24	91.78	71.33	0.00	0.00
10	4.40	0.23	91.78	71.33	0.00	0.00
11	4.49	0.23	91.78	71.33	0.00	0.00

Résultats la force séismique

- **W : poids totaux de la structure**

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

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

Avec :

- W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i ».
- W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i ».
- W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau « i ».
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le [6] $\beta = 0,2$ bâtiment d'habitation.

$$W = 35224.77 \text{ Kn [12]}$$

Tableau IV.7: La force séismique

Sens	A	D	Q	R	W(KN)	V(KN)	0.8V(KN)	Vt(KN)	r
x-x	0.25	2.078	1.05	3	35224.77	7256.3	5805.04	5185.83	1.12
y-y	0.25	1.876	1.05	3	35224.77	5988.2	4790.57	5207.9	0.92

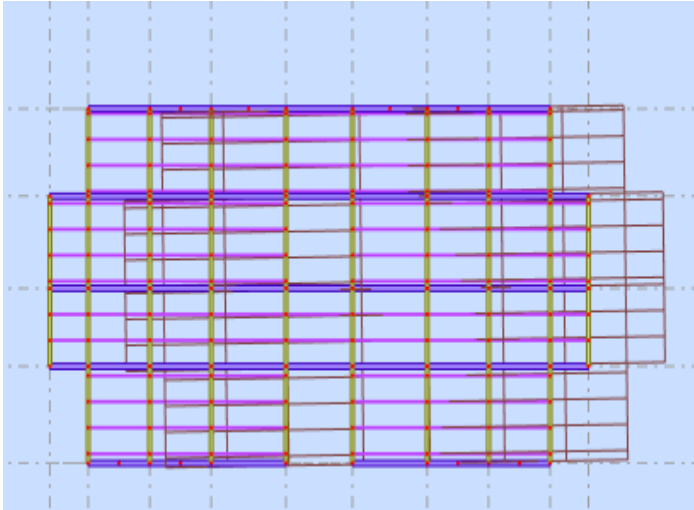


Figure IV.8 : 1^{ier} mode translation sens x-x

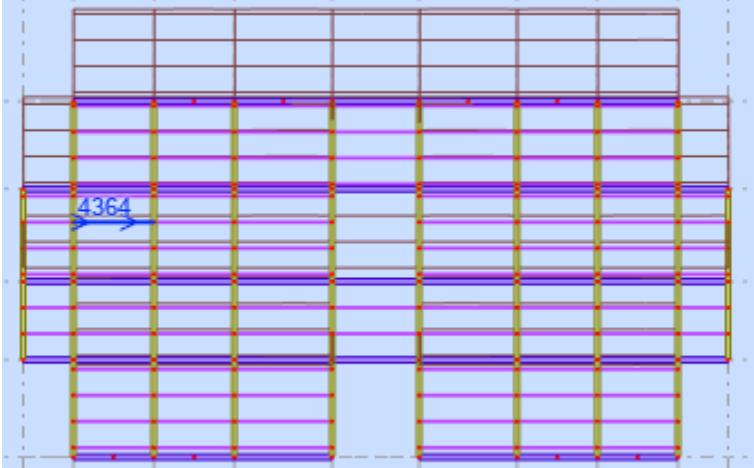


Figure IV.9 : 2^{iem} mode translation sens y-y

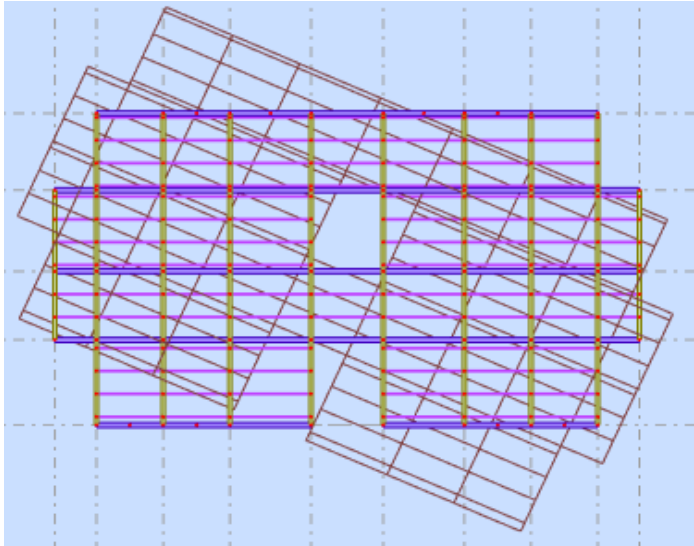


Figure IV.10 : 3^{iem} mode torsion autour de z

Tableau IV.8: Effets de torsion additionnelle

étage	Dia	Hi	Wi	Hi x Wi	Lx	Ly	Mx	My	OBS	OBS
		m	KN	KN.m	m	m	KN.m	KN.m		
Terrasse	1,00	3,54	1678,06	5940,33	27,00	15,30	0,00	3,54	Vérifiée	Vérifiée
10éme	2,00	3,06	4804,36	14701,34	27,00	15,30	0,00	3,06	Vérifiée	Vérifiée
9éme	3,00	3,06	8074,68	24708,52	27,00	15,30	0,00	3,06	Vérifiée	Vérifiée
8éme	4,00	3,06	11345	34715,70	27,00	15,30	0,00	3,06	Vérifiée	Vérifiée
7éme	5,00	3,06	14627,34	44759,66	27,00	15,30	0,00	3,06	Vérifiée	Vérifiée
6éme	6,00	3,06	17909,67	54803,59	27,00	15,30	0,00	3,06	Vérifiée	Vérifiée
5éme	7,00	3,06	21192,01	64847,55	27,00	15,30	0,00	3,06	Vérifiée	Vérifiée
4éme	8,00	3,06	24474,24	74891,17	27,00	15,30	0,00	3,06	Vérifiée	Vérifiée
3éme	9,00	3,06	27758,56	84941,19	27,00	15,30	0,00	3,06	Vérifiée	Vérifiée
2éme	10,00	3,06	31039,01	94979,37	27,00	15,30	0,00	3,06	Vérifiée	Vérifiée
1éme	11,00	3,06	34820,04	106549,32	27,00	15,30	0,00	3,06	Vérifiée	Vérifiée
RDC	12,00	4,08	40160,68	163855,57	27,00	15,30	0,00	4,08	Vérifiée	Vérifiée

• Vérification de déplacement inter étage

$\Delta_{adm}=306$ cm

Tableau IV.9: Le déplacement inter étage

Etage	R_x	R_y	U1	U2	U1	U2	R*U1	R*U2	Δk (x)	Δk (y)	ΔU ad	OBS	OBS
			cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm		
Rdc	1,12	1,00	17,9	16,67	2,00	1,67	6,01	5,00	0,46	0,44	408	Vérifiée	Vérifiée
1er	1,12	1,00	16,54	15,2	1,85	1,52	5,56	4,56	0,43	0,42	306	Vérifiée	Vérifiée
2éme	1,12	1,00	15,25	13,8	1,71	1,38	5,12	4,14	0,49	0,45	306	Vérifiée	Vérifiée
3éme	1,12	1,00	13,8	12,31	1,55	1,23	4,64	3,69	0,51	0,47	306	Vérifiée	Vérifiée
4éme	1,12	1,00	12,28	10,73	1,38	1,07	4,13	3,22	0,54	0,48	306	Vérifiée	Vérifiée
5éme	1,12	1,00	10,66	9,12	1,19	0,91	3,58	2,74	0,57	0,49	306	Vérifiée	Vérifiée
6éme	1,12	1,00	8,97	7,5	1,00	0,75	3,01	2,25	0,57	0,48	306	Vérifiée	Vérifiée
7éme	1,12	1,00	7,27	5,9	0,81	0,59	2,44	1,77	0,56	0,46	306	Vérifiée	Vérifiée
8éme	1,12	1,00	5,6	4,38	0,63	0,44	1,88	1,31	0,53	0,42	306	Vérifiée	Vérifiée
9éme	1,12	1,00	4,02	2,97	0,45	0,30	1,35	0,89	0,48	0,37	306	Vérifiée	Vérifiée
10éme	1,12	1,00	2,58	1,73	0,29	0,17	0,87	0,52	0,41	0,30	306	Vérifiée	Vérifiée
Terrasse	1,12	1,00	1,37	0,72	0,15	0,07	0,46	0,22	0,46	0,22	354	Vérifiée	Vérifiée

✓ Les déplacement inter étage sont vérifié a tous les niveaux

• Justification vis-à-vis de l'effet PΔ(les effets de second ordre)

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \leq 0.1$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitations associées au-dessus du niveau K

$$P_k = \sum_{i=k}^n (Wgi + \beta Wqi)$$

V_K : Effort tranchant d’étage au niveau ‘K’

Δk : Déplacement relatif du niveau ‘K’ par rapport au niveau ‘K-1’.

h_k : Hauteur d’étage ‘k’ comme indique-la figure

Tableau IV.10: Vérification de l’effet P- Δ

Dia	Hk	Pk	Δk (x)	Vx	θ	Δk (y)	Vy	θ	θ admissible	OBS	OBS
	cm	KN	cm	KN		cm	KN				
Terrasse	354,00	1678,06	0,46	261,42	0,01	0,44	272,71	0,01	0,10	Vérifiée	Vérifiée
10eme	306,00	4804,36	0,43	1248,72	0,01	0,42	1319,10	0,00	0,10	Vérifiée	Vérifiée
9eme	306,00	8074,68	0,49	1998,40	0,01	0,45	2095,34	0,01	0,10	Vérifiée	Vérifiée
8eme	306,00	11345	0,51	2621,43	0,01	0,47	2725,30	0,01	0,10	Vérifiée	Vérifiée
7eme	306,00	14627,34	0,54	3137,87	0,01	0,48	3238,59	0,01	0,10	Vérifiée	Vérifiée
6eme	306,00	17909,67	0,57	3574,65	0,01	0,49	3671,50	0,01	0,10	Vérifiée	Vérifiée
5eme	306,00	21192,01	0,57	3956,55	0,01	0,48	4052,40	0,01	0,10	Vérifiée	Vérifiée
4eme	306,00	24474,24	0,56	4301,94	0,01	0,46	4397,25	0,01	0,10	Vérifiée	Vérifiée
3eme	306,00	27758,56	0,53	4611,51	0,01	0,42	4701,13	0,01	0,10	Vérifiée	Vérifiée
2eme	306,00	31039,01	0,48	4870,86	0,01	0,37	4943,98	0,01	0,10	Vérifiée	Vérifiée
1er	306,00	34820,04	0,41	5063,70	0,01	0,30	5107,91	0,01	0,10	Vérifiée	Vérifiée
RDC	408,00	40160,68	0,46	5180,99	0,01	0,22	5186,26	0,00	0,10	Vérifiée	Vérifiée

✓ Vu les résultats obtenus, les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ sont satisfaites, d’où l’effet P- Δ peut être négligé.

IV.8. Conclusion

L’analyse dynamique de la structure, qui est de forme rectangulaire sans joint sismique, a donné un bon résultat. Le choix et la disposition des éléments résistants aux efforts sismique obtenus par le calcul dynamique en respectant le code algérien, permettent une bonne résistance de notre structure à l’action sismique malgré que cette dernière soit implantée en zone de forte sismicité ce qui explique bien le rôle des systèmes de contreventements utilisés.

V.1. Introduction

Le calcul d'une structure exige que, pour toutes les combinaisons d'actions possibles, définies règlementairement, la stabilité statique soit assurée

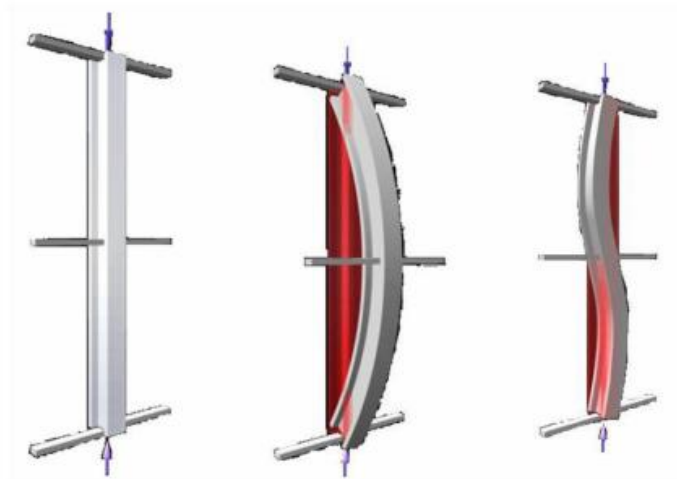
- Tant globalement au niveau de la structure
- Qu'individuellement au niveau de chaque élément

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent les contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments.

Et pour cela on doit vérifier deux type de phénomènes d'instabilité qui sont :

V.1.1. Le flambement

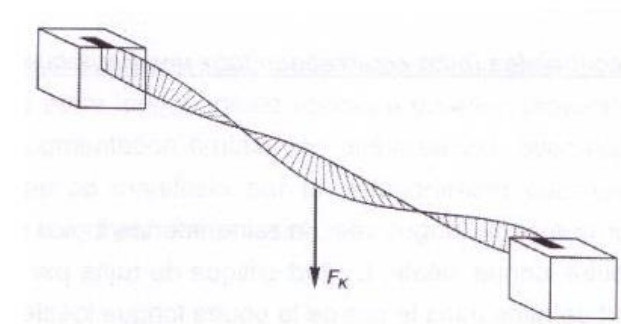
La notion de flambement s'applique généralement à des éléments élancés qui lorsqu'elles sont soumises à un effort normal de compression, ont tendance à fléchir et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression, en raison d'un phénomène d'instabilité



FigureV.1 : phénomène de flambement

V.1.2. Le déversement

Est un phénomène d'instabilité latérale (une distorsion) qui se manifeste par le flambement latéral des parties comprimées d'une section fléchi par rapport à son axe de forte inertie.



FigureV.2 : phénomène de déversement

V.2. Vérification des poutres

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui supporte les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment fléchissant.

V.2.1. Poutre principale

Poutre IPE360 :

D’après le Logiciel **ROBOT**, on prend la combinaison la plus défavorable G+Q+EX.

Le moment et l’effort tranchant sollicitant ont pour valeurs

$$\begin{cases} M_{sd} = 97.65 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 117.42 \text{ KN} \end{cases}$$

V.2.1.1. Vérification de la résistance

➤ **Moment fléchissant**

Position de l’axe neutre plastique :

$$R_{b\acute{e}ton} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{b\acute{e}ton} = (0.57 \times 25 \times 1025 \times 95) \times 10^{-3} \Rightarrow R_{b\acute{e}ton} = 1387.594 \text{ Kn}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times f_y \times A_a \quad \text{avec} \quad f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times 275 \times 7273 \times 10^{-3} \Rightarrow R_{acier} = 1900.07 \text{ kN}$$

$R_a > R_b$Axe neutre est dans l’acier

$$R_w = 0.95 \times A_w \times f_y \times 10^{-3}$$

$$A_w = t_w (h_a - 2t_f)$$

$$A_w = 8 (360 - (2 \times 12.7)) = 2676.8 \text{ mm}$$

$$R_w = 0.95 \times 2676.8 \times 275 \times 10^{-3} = 699.314 \text{ KN}$$

$$R_w < R_b$$

Remarque : L’axe neutre se trouve dans l’acier, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est [10] :

$$M_{pl,rd} = \left[\frac{h_a \times R_a}{2} + R_b \left(\frac{h_c}{2} + h_p \right) \right]$$

$$M_{pl,rd} = \left[\frac{360 \times 1900.07}{2} + 1387.594 \left(\frac{95}{2} + 55 \right) \right] \times 10^{-3} = 484.241 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 97.65 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 484.241 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant [3]**

On doit vérifier que :

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

$$V_{pl,rd} = 35.14 \times \frac{275}{1.1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-1}$$

$$V_{pl,rd} = 507.2 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 117.42 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 507.2 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 117.42 \text{ KN} < 0.5 V_{pl,rd} = 253.6 \text{ KN}$$

Pas d’interaction entre l’effort tranchant et le moment fléchissant

V.2.1.2. Vérification du déversement

On a la semelle comprimée de la poutre principale est maintenue par la dalle de béton. Le maintien latéral par le plancher collaborant de la semelle comprimée d'une poutre qu'il constitue un blocage de la rotation et qu'il réduit la longueur de déversement.

Donc dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement.

V.2.2. Poutre non porteuse

Poutre HEA240 : la longueur de la poutre $L = 3.7m$ les efforts sont tirés à partir du logiciel « ROBOT », sous la combinaison ELU.

On a : $\begin{cases} M_{sd} = 94.47 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 70.11 \text{ KN} \end{cases}$

V.2.2.1. Vérification de la résistance

➤ **Moment fléchissant**

Position de l'axe neutre plastique :

$R_{b\acute{e}ton} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c$ avec $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

$R_{b\acute{e}ton} = (0.57 \times 25 \times 920 \times 95) \times 10^{-3} \Rightarrow R_{b\acute{e}ton} = 1245.45 \text{ kN}$

$R_{acier} = 0,95 \times f_y \times A_a$

$R_{acier} = (0,95 \times 275 \times 7684) \times 10^{-3} \Rightarrow R_{acier} = 2007.445 \text{ KN}$

$R_a > R_b$ Axe neutre est dans l'acier

$R_w = 0.95 \times A_w \times f_y \times 10^{-3}$

$A_w = t_w (h_a - 2t_f)$

$A_w = 7.5 (230 - (2 \times 12)) = 1545 \text{ mm}$

$R_w = 0.95 \times 1545 \times 275 \times 10^{-3} = 403.631 \text{ KN}$

$R_w < R_b$

Remarque : L'axe neutre se trouve dans l'acier, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est [10]:

$$M_{pl,rd} = \left[\frac{h_a \times R_a}{2} + R_b \left(\frac{h_c}{2} + h_p \right) \right]$$

$M_{pl,rd} = \left[\frac{230 \times 2007.445}{2} + 1245.45 \left(\frac{95}{2} + 55 \right) \right] \times 10^{-3} = 358.515 \text{ KN.m}$

$M_{sd} = 94.47 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 358.515 \text{ KN.m}$

➤ **Effort tranchant**

On doit vérifier que :

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

$V_{pl,rd} = 25.18 \times \frac{275}{1.1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-1}$

$V_{pl,rd} = 363.442 \text{ KN}$

$V_{sd} = 70.11 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 363.442 \text{ KN}$

$V_{sd} = 70.11 \text{ KN} < 0.5 V_{pl,rd} = 181.721 \text{ KN}$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

V.2.2.2. Vérification du déversement

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre non porteuse est maintenue latéralement par le béton dur ce qui empêche le phénomène de se produire.

V.3. Vérification des poteaux

V.3.1. Hypothèse de calcul

➤ **Vis-à-vis du flambement**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal N_{sd} et deux moments fléchissant M_y et M_z .

La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul est :

- G + Q +E
- 1,35 G + 1,5 Q

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

Cas 1 : Une compression maximale N_{sd} et un moment $M_{y, sd}$ et $M_{z, sd}$ correspondant.

Cas 2 : Un moment $M_{y, sd}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{z, sd}$ correspondant.

Cas 3 : Un moment $M_{z, sd}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{y, sd}$ correspondant.

Les éléments sollicités en compression flexion doivent satisfaire à la condition suivante [3] :

Pour les sections de classe 1 et 2 :

$$\frac{N_{sd}}{\chi \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{\frac{W_{pl, y} \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{\frac{W_{pl, z} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Pour les sections de classe 3 :

$$\frac{N_{sd}}{\chi \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{\frac{W_{el, y} \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{\frac{W_{el, z} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Avec :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \Rightarrow \quad K_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M, y} - 4) + \left(\frac{W_{pl, y} - W_{el, y}}{W_{el, y}} \right) \quad \Rightarrow \quad \mu_y \leq 0,90$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \Rightarrow \quad K_z \leq 1,5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M, z} - 4) + \left(\frac{W_{pl, z} - W_{el, z}}{W_{el, z}} \right) \quad \Rightarrow \quad \mu_z \leq 0,90$$

- $\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$ Sont les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z respectivement
- $\beta_{M,y}$ et $\beta_{M,z}$ sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

➤ **Classification des poteaux**

❖ **Ame :**

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha-1)} \text{ Pour classe 1 (laminées)}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \\ \alpha = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_{sd}}{A} + \frac{M_{y,sd}}{W_{pl,y}} + \frac{M_{z,sd}}{W_{pl,z}} \\ \sigma_2 = \frac{N_{sd}}{A} + \frac{M_{y,sd}}{W_{pl,y}} + \frac{M_{z,sd}}{W_{pl,z}} \end{cases} \end{cases}$$

❖ **Semelle**

$$\frac{c}{t_f} \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}} \text{ Pour classe 1 (laminé)}$$

➤ **Détermination de la longueur de flambement**

Mode d'instabilité à nœuds fixes

$$\frac{L_f}{L_0} = \left[\frac{1 + 0.145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0.265\eta_1\eta_2}{2 - 0.364 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0.247\eta_1\eta_2} \right]$$

η_1 et η_2 : Facteurs de distribution pour poteaux continus. [3]

$$\eta_1 = \frac{\sum K_{\text{poteaux}}}{\sum K_{\text{poteaux}} + \sum K_{\text{poutres}}} \quad \text{et} \quad \eta_2 = \frac{\sum K_{\text{poteaux}}}{\sum K_{\text{poteaux}} + \sum K_{\text{poutres}}}$$

Avec :

K_{poteaux} : sont les rigidités des poteaux = I / H

K_{poutres} : rigidité des poutres = I / L

a. Première cas: $N^{\max}, M_2^{\text{corr}}, M_3^{\text{corr}}$

Les efforts internes du [12] sous la combinaison citée au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Efforts internes des poteaux sous N^{\max}

Niveau	Column	Combinison	N^{corr}	M_z^{corr}	M_y^{corr}
12 ^e , 11 ^e , 10 ^e , 9 ^e	C8	G+Q+V _x	232.03	21.79	-14.79
8 ^e , 7 ^e , 6 ^e	C8	G+Q+V _x	479.9	25.18	-12.13
5 ^e , 4 ^e , 3 ^e , 2 ^e	C10	G+Q+V _y	701.17	-3.13	-41.26
RDC	C8	G+Q+V _x	2668.42	30.62	-1.89

V.3.2. Vérification pour les poteaux RDC

Tableau V.2 : Les caractéristiques du profilé HEB700[2]

DESIGNATION	Poids	section	Dimensions				Caractéristiques				
	G (kg /m)	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	t _r (mm)	t _w (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl-y} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
HEB700	241	306.4	700	300	32	17	256900	14440	8327	28.69	6.87

V.3.2.1. Classification du poteau

Compression + flexion avec une compression prédominante :

❖ Ame :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{582}{17} = 34.23 \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha-1)} = \frac{364.32}{6.02} = 60.52$$

Avec :

$$\varepsilon = 0.92$$

$$\alpha = 0.54$$

L'âme est de classe 1

❖ Semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{114.5}{32} = 3.6 \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}} = \frac{9.2}{0.4} = 23$$

La semelle est de classe 1

Donc notre profilé est de classe 1

V.3.2.2. Détermination de la longueur de flambement

Sens Y-Y

Sens Z-Z

$$K_C = \frac{256900 \times 10^4}{4080} = 629656.86\text{mm}^3 \quad K_C = \frac{14440 \times 10^4}{4080} = 35392.16\text{mm}^3$$

$$K_{C1} = \frac{256900 \times 10^4}{3060} = 839542.48\text{mm}^3$$

$$K_C = \frac{14440 \times 10^4}{3060} = 47189.54\text{mm}^3$$

$$K_{11} = \frac{16270 \times 10^4}{3700} = 43972.97\text{mm}^3$$

$$K_{11} = \frac{7763 \times 10^4}{3300} = 23524.24\text{mm}^3$$

$$K_{12} = \frac{16270 \times 10^4}{3900} = 41717.95 \text{mm}^3$$

$$K_{12} = \frac{7763 \times 10^4}{3700} = 20981.08\text{mm}^3$$

Tableau V.3 : calcul de longueur de flambement.

	Y-Y	Z-Z
η_1	0.94	0.65
η_2	0	0
L_f	2796.47	2531.78

V.3.2.3. Calcul de χ_{\min}

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{2796.47}{289.6} = 9.656$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{2531.78}{68.7} = 36.85$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad \text{Ou } \beta_A = 1 \text{ section de classe (I)}$$

$$\lambda_1 = 93.91\varepsilon$$

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92 \quad \Rightarrow \quad \lambda_1 = 86.4$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86.4} = 0.111 \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{86.4} = 0.424$$

$$\phi = 0.5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{700}{300} = 2.33 > 1.2 \\ t_f = 32 \text{ mm} < 40 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y-y=a=0.21 \\ z-z=b=0.34 \end{cases}$$

$$\Phi_y = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (0.111 - 0.2) + 0.111^2] \quad \Rightarrow \quad \phi_y = 0.497$$

$$\Phi_z = 0.5 \times [1 + 0.34 \times (0.424 - 0.2) + 0.424^2] \quad \Rightarrow \quad \phi_z = 0.628$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.497 + \sqrt{0.497^2 - 0.111^2}} \Rightarrow \chi_y = 1.02$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.628 + \sqrt{0.628^2 - 0.424^2}} \Rightarrow \chi_z = 0.92$$

$$\chi_{\min} = \min (1.02 ; 0.92) \quad \Rightarrow \quad \chi_{\min} = 0.92$$

V.3.2.4. Calcul de K_y et K_z

$\beta_{M,y}, \beta_{M,z}$: facteur de moment uniforme équivalent[3]

$$\beta_{M\phi y} = 1.8 - 0.7 \cdot \phi$$

Avec:

$$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

$$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = -\frac{126.03}{126.9} = -0.99 \quad \Rightarrow \beta_{m,LT y} = 2.49$$

$$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = -0.86 \Rightarrow \beta_{m,LT z} = 2.4$$

$$K = 1 - \frac{\mu \times N_{sd}}{\chi \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1.5$$

Avec : $\mu = \bar{\lambda}_1 \times (2 \times \beta_{m,LT} - 4) + \left(\frac{W_{pl} - W_{el}}{W_{el}} \right) \leq 0.9$

Tableau V.4 : Calcul de K_y et K_z .

	y-y	z-z
μ	0.24	0.89
K	0.92	0.66

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Où :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \text{ pour } K_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT} - 0.15 \text{ pour } \mu_{LT} \leq 0.9$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 0.424 \times 2.4 - 0.15 \Rightarrow \mu_{LT} = 0.0026$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{0.0026 \times 2668.42}{0.92 \times 306.4 \times 10^2 \times 10^{-3} \times 275} \Rightarrow K_{LT} = 1$$

Avec :

$\beta_{M,LT}$: Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement

Tableau V.5 : Calcul de χ_{LT}

Formules	Application numérique	Résultats
$\lambda_{LT} = \frac{K \times L / i_z}{\sqrt{C_1} \left[[K/K_{LT}]^2 + 1/20 \left[\frac{K_{LT} \times L / i_z}{t_f} \right]^2 \right]} \times 0.25$	$\lambda_{LT} = \frac{0.66 \times 4080 / 68.7}{\sqrt{1.285} \left[[0.66/1]^2 + 1/20 \left[\frac{1 \times 4080 / 700}{32} \right]^2 \right]} \times 0.25$	10.75
$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$	$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{10.75}{86.4} \sqrt{1}$	0.12
$\bar{\lambda}_{LT} < 0.4$ y'a pas de risque de déversement		
$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$	$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.34(0.12 - 0.2) + 0.12^2]$	0.49
$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$	$\chi_{LT} = \frac{1}{0.49 + \sqrt{0.49^2 - 0.12^2}}$	1.04

$$\frac{2668.42}{0.92 \times 30640 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{1.1}} + \frac{1 \times 1.89}{1.04 \times 8327 \times \frac{275}{1.1}} + \frac{0.66 \times 30.62}{1495 \times \frac{275}{1.1}} = 0.38 \leq 1$$

C'est vérifié on opte pour un **HEB700** pour le RDC

➤ Vérification du flambement par flexion et déversement

Résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V.6 : Vérifications au flambement par flexion et déversement.

Flambement par flexion et déversement										
Etage	profilé	Longueur de flambement		Les coefficients de flambement		Les coefficients de déversements			Valeur final δ	Condition $\delta \leq 1$
		$L_{f,y}$	$L_{f,z}$	χ_{min}	K_z	χ_{LT}	K_{LT}	K_z		
11 ^e	HEB450	2728.08	23230.96	0.938	0.9	0.98	1	0.9	0.045	C.V
8 ^e ,9 ^e ,10 ^e	HEB450	2762.12	2307.99	0.94	0.96	0.95	1	0.96	0.04	C.V
5 ^e ,6 ^e ,7 ^e	HEB500	2845.89	2331.89	0.937	0.93	0.94	1	0.93	0.08	C.V
1 ^e ,2 ^e ,3 ^e ,4 ^e	HEB600	2870.14	2331.89	0.937	0.92	0.84	1	0.92	0.11	C.V
RDC	HEB700	2796.47	2531.78	0.92	0.66	1.04	1	0.66	0.94	C.V

b. deuxième cas : M_3^{max} ; M_2^{corr} ; N^{corr}

Tableau V.7 : Efforts internes des poteaux sous $M_{sd,y}^{max}$

Niveau	Colum	Combinaison	N^{corr}	M_z^{corr}	M_y^{corr}
12 ^e ,11 ^e ,10 ^e ,9 ^e	C8	G+Q+V _x	137.01	12.77	-73.69
8 ^e ,7 ^e ,6 ^e	C8	G+Q+V _x	259.01	20.98	-42.66
5 ^e ,4 ^e ,3 ^e ,2 ^e	C10	G+Q+V _y	680.36	-0.65	-72.48
RDC	C10	G+Q+V _x	1007.28	0.03	-126.9

➤ Vérification du flambement par flexion et déversement

Résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V.8 : Vérifications au flambement par flexion et déversement.

Flambement par flexion et déversement										
Etage	profilé	Longueur de flambement		Les coefficients de flambement		Les coefficients de déversements			Valeur final δ	Condition $\delta \leq 1$
		$L_{f,y}$	$L_{f,z}$	χ_{min}	K_z	χ_{LT}	K_{LT}	K_z		
11 ^e	HEB450	2728.08	2323.96	0.938	0.97	0.98	1	0.97	0.027	C.V
8 ^e ,9 ^e ,10 ^e	HEB450	2762.12	2307.99	0.94	0.98	0.95	1	0.98	0.027	C.V
5 ^e ,6 ^e ,7 ^e	HEB500	2845.28	2331.89	0.937	0.96	0.95	1	0.96	0.046	C.V
1 ^e ,2 ^e ,3 ^e ,4 ^e	HEB600	2870.14	2331.89	0.937	0.92	0.94	1	0.92	0.12	C.V
RDC	HEB700	2796.47	2531.78	0.92	0.93	0.9	1	0.93	0.14	C.V

V.4. Vérification des contreventements

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison

$$G + Q + V_x$$

$$N_{sd} = 765.55 \text{ kN}$$

Le profilé choisit **HEA260**

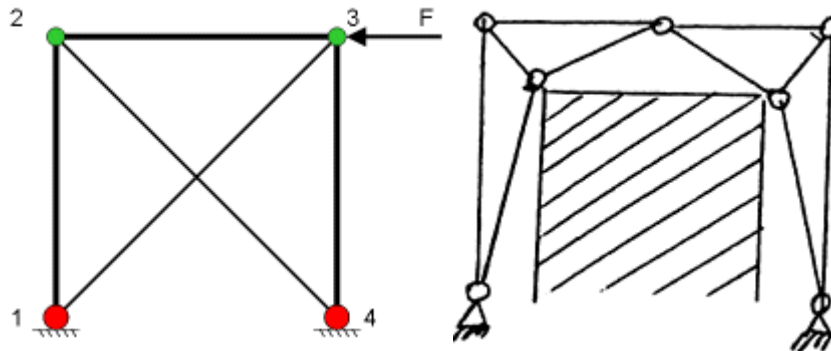


Figure V.3 : Type des palées de stabilité

Tableau V.9 : Caractéristique géométrique et mécanique d'HEA260[2]

Désignation	Section	Caractéristique							
		A cm ²	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{el,y} m ⁴	W _{el,z} m ⁴	W _{pl,y} m ⁴	W _{pl,z} m ⁴	i _y cm
HEA260	86.82	10450	3668	836.4	282.1	919.8	430.2	10.97	6.5

V.4.1. Vérification à la traction

On doit vérifier que :

$$N_{sd} < N_{tr,d}$$

- ✓ N_{sd} : Effort normal maximum (traction)
- ✓ N_{tr,d} : Effort normal plastique

Tableau V.10 : Calcul de N_{tr,d}

Formule	Application numérique	Résultat (KN)	r	Condition
$N_{tr,d} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$	$N_{tr,d} = \frac{8682 \times 275}{1}$	N _{tr,d} = 2387.55	0.32	N _{sd} < N _{tr,d} Condition vérifiée
		N _{sd} = 765.55		

V.4.2. Vérification à la compression [3]

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} < N_{br,d}$$

Élément réduit :

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

$$\gamma_{m1} = 1.1$$

X Facteur de réduction pour le déversement.

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$L = l_f = \sqrt{3.06^2 + 3.7^2} = 4.8 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{480}{10.97} = 43.75 \\ \lambda_z = \frac{480}{6.5} = 73.85 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\lambda}_y = 0.5 \\ \bar{\lambda}_z = 0.85 \end{cases} > 0.2 \Rightarrow \text{Risque de flambement}$$

Choix de la courbe de flambement :

$$\begin{cases} \text{Axe } y - y \rightarrow \text{courbe } b \rightarrow \alpha = 0.34 \\ \text{Axe } z - z \rightarrow \text{courbe } c \rightarrow \alpha = 0.49 \end{cases}$$

Coefficient de réduction

$$\begin{cases} \Phi_y = 0.5 \times [1 + 0.34 \times (0.5 - 0.2) + 0.5^2] = 0.676 \\ \Phi_z = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.85 - 0.2) + 0.85^2] = 1.02 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \chi_y = \frac{1}{0.676 \sqrt{0.676^2 - 0.5^2}} = 3.25 \\ \chi_z = \frac{1}{1.02 \sqrt{1.02^2 - 0.85^2}} = 1.74 \end{cases}$$

Tableau V.11 : Calcul de $N_{br,d}$

Formule	Application numérique	Résultat (KN)	r	Condition
$N_{br,d} = \chi \times \beta \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$	$N_{br,d} = 1.74 \times 8682 \times \frac{275}{1.1}$	$N_{br,d} = 3776.67$	0.1	$N_{sd} < N_{tr,d}$ Condition vérifiée
		$N_{sd} = 382.775$		

V.5. Conclusion

Les résultats finaux obtenus après modélisation de notre structure sont présentés ci-dessous :

- ✓ Les solives IPE 120
- ✓ Les poutres principales IPE360
- ✓ Les poutres non porteuse HEA240
- ✓ Les stabilités HEA260
- ✓ Les poteaux HEB700, HEB600, HEB500, HEB450

VI.1 Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion.

VI.2 Fonctionnement des assemblages

On distingue deux types de fonctionnement :

- **Fonctionnement par obstacle**

C'est le cas des boulons ordinaires non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.

- **Fonctionnement par adhérence**

Dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage et le boulonnage par les boulons à haute résistance.

Dans notre projet nous aurons recours à deux types d'assemblages :

- ✓ Assemblages soudés (le soudage).
- ✓ Assemblage par boulons H-R (le boulonnage).

VI.2.1 Le soudage

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, est une opération consistante à réunir deux ou plusieurs parties constitutives d'un assemblage de manière à assurer la continuité entre les parties assemblées, soit par chauffage, soit par intervention de pression, soit par l'une et l'autre, avec ou sans emploi d'un produit d'apport dont la température de fusion est du même ordre de grandeur que celle du matériau de base.



Figure VI.1 : Le soudage

VI.2.2 Le boulonnage

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur sites. Pour notre cas le choix à été porté sur le boulon de haute résistance (HR). Il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier âtres haute résistance :

Tableau VI.1 : Caractéristiques des boulons.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$F_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$F_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

- **Coefficients partiels de sécurité**

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{Mb} = 1,25$

- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{Mb} = 1,50$

- **Coefficient de frottement**

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

$\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A

$\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B

$\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C

$\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D.



Figure VI.2 : Le boulonnage

VI.2.3 Rôle des assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler:

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

VI.3 Calcul des assemblages

Dans ce chapitre, cinq (05) types d'assemblage seront traités :

- Assemblage poutre principale-solive.
- Assemblage poteau-poutre principale.
- Assemblage poteau-poteau.
- Assemblage pied de poteau.
- L'assemblage stabilité.

Remarque : Le calcul des différents assemblages a été effectué par le logiciel par Robot structural analytique 2019, les résultats obtenus sont présentés d'une façon claire comme suit :

VI.3.1 Assemblage poutre principale-solive



Figure VI.3 : Modèle d'Assemblage poutre-solive.

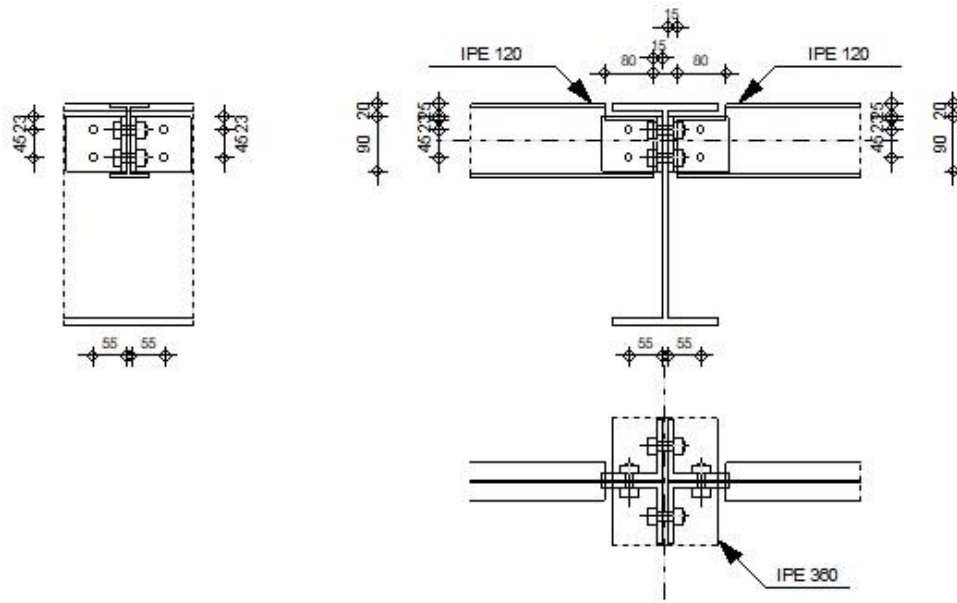


Figure VI.4 : Assemblage poutre-solive.

- **Poutre IPE 360**

$H=360\text{mm}$; $b=170\text{mm}$; $t_f=12.7\text{mm}$; $t_w=8\text{mm}$; $A=72.73\text{cm}^2$

- **Solive IPE 120**

$H=120\text{mm}$; $b=64\text{mm}$; $t_f=6.3\text{mm}$; $t_w=4.4\text{mm}$; $A=13.21\text{cm}^2$

Les efforts maximaux a prendre $V_{sd}=117.42\text{ KN}$

1. Cornière

Profilé : CAE 100x10

Tableau VI.2 : Caractéristiques de cornière

Hauteur de la section de la cornière	Largeur de la section de la cornière	Épaisseur de l'aile de la section de la cornière	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière	Longueur de la cornière
$h_{kr}=100\text{mm}$	$B_{kr}=100\text{mm}$	$T_{fkr}=10\text{mm}$	$R_{kr}=12\text{mm}$	$L_{kr}=90\text{mm}$

Matériau : ACIER E28

Tableau VI.3 : Caractéristiques des résistance

Résistance de calcul	Résistance à la traction
$f_{ykr}=275\text{ Mpa}$	$F_{ukr}=405\text{ Mpa}$

2. Boulons

➤ Gauche

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

Tableau VI.4 : Caractéristiques des boulons assemblant

Diamètre du boulon	Classe du boulon	Nombre de colonnes des boulons	Nombre de rangées des boulons
d=14mm	Classe =8.8	K=1	W=2

➤ **Droit**

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

Tableau VI.5 : Caractéristiques des boulons assemblant

Diamètre du boulon	Classe du boulon	Nombre de collons des boulons	Nombre de rangées des boulons
d=14mm	Classe =10.9	K=1	W=2

• **Coefficients de matériau**

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Cas : 6 : ELU $1*1.35+2*1.50$

➤ **Gauche**

$N_{b2,Ed} = -0,00$ [kN] Effort axial

$V_{b2,Ed} = 15,72$ [kN] Effort tranchant

$M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m] Moment fléchissant

➤ **Droite**

$N_{b1,Ed} = 0,00$ [kN] Effort axial

$V_{b1,Ed} = 19,07$ [kN] Effort tranchant

$M_{b1,Ed} = 0,00$ [kN*m] Moment fléchissant

Résultats

➤ **Gauche**

Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

$F_{v,Rd} = 73,89$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon

$F_{t,Rd} = 0.9 * f_u * A_s / \gamma_{M2}$

$F_{t,Rd} = 82,80$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction

Pression du boulon sur la cornière

➤ **Direction x**

✓ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$

✓ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$

✓ $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \alpha_{M2}$

$F_{b,Rd2x} = 113,40$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

➤ **Direction z**

✓ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{Vérifié}$

✓ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} = 0.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$

✓ $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

$F_{b,Rd2z} = 56,70$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE – CORNIER

Cisaillement des boulons

$e = 57$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
$M_0 = 0,45$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 \cdot V_{b2,Ed} \cdot e$
$F_{Vz} = 3,93$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = 0.5 \cdot V_{b1,Ed} / n$
$F_{Mx} = 9,99$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum z_i^2$
$F_{x2,Ed} = 9,99$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x2,Ed} = F_{Mx}$
$F_{z2,Ed} = 3,93$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z2,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 10,74$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} = 113,40$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = F_{bRd2x}$
$F_{Rdz} = 56,70$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la	$F_{Rdz} = F_{bRd2z}$

Cisaillement des boulons

$e = 57$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre direction z

$[F_{x2,Ed}] \leq F_{Rdx}$ $[9,99] \leq 113,40$ vérifié (0,09)

$[F_{z2,Ed}] \leq F_{Rdx}$ $[3,93] \leq 56,70$ vérifié (0,07)

$[F_{Ed}] \leq F_{v,rd}$ $[10,74] \leq 73,89$ vérifié (0,15)

Traction des boulons

$e = 59$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 0,46$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = 0,5 * V_{b2,Ed} * e$

$F_{t,Ed} = 10,30$ [kN] Effort de traction dans le boulon extrême $F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0,5 * N_{b2,Ed} / n$

$F_{t,Ed} \leq F_{tRd}$ $10,30 < 82,80$ Vérifié (0,12)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 10,74$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}]^2 + [F_{z,Ed}]^2}$

$F_{v,Ed}/F_{vRd} + F_{t,Ed}/(1,4 * F_{t,Rd}) \leq 1,0$ $0,23 < 1,00$ Vérifié (0,23)

Boulons assemblant la cornière à la poutre

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 118,22$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon $F_{v,Rd} = 0,6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

➤ **Direction x**

$k_{1x} = 1,57$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2,8 * (e_1/d_0) - 1,7, 1,4 * (p_1/d_0) - 1,7, 2,5]$

$k_{1x} > 0,0$ $1,57 > 0,00$ Vérifié

$\alpha_{bx} = 0,89$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 * d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0,0$ $0,89 > 0,00$ Vérifié

$F_{b,Rd1x} = 27,79$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

➤ **Direction z**

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2,8 * (e_2/d_0) - 1,7, 2,5]$

$k_{1z} > 0,0$ $2,50 > 0,00$ Vérifié

$\alpha_{bz} = 0,39$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 * d_0), p_1/(3 * d_0) - 0,25, f_{ub}/f_u, 1]$

$e = 59$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$F_{z2,Ed} = 7,86$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z2,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 22,06$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} = 27,79$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 19,40$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 20,61 < 27,79$	vérifié	(0,74)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 7,86 < 19,40$	vérifié	(0,41)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$22,06 < 118,22$	vérifié	(0,19)

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort transversal)

Cornière

$A_{nt} = 3,75$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 4,50$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 132,20$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$	
$ 0.5 * V_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 7,86 < 132,20$	Vérifié	(0,06)

$A_{nt} = 1,43$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 1,76$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 51,11$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

Poutre

$ V_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 15,72 < 51,11$	Vérifié	(0,31)
------------------------------	-------------------	---------	--------

Vérification de la résistance de la section de la cornière affaiblie par les trous

$A_t = 4,50 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 3,00 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,60 < 0,85$$

$W_{net} = 12,68 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 3,49 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |0,46| < 3,49 \quad \text{Vérfié} \quad (0,13)$$

$A_v = 9,00 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace en cisaillement $A_v = I_a \cdot t_{fa}$

$V_{pl,Rd} = 142,89 \text{ [kN]}$ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$$|0.5 \cdot V_{b2,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |7,86| < 142,89 \quad \text{Vérfié} \quad (0,00)$$

Vérification de la résistance de la section de la poutre affaiblie par les trous

$A_t = 2,09 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 1,43 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,62 < 0,85$$

$W_{net} = 6,17 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 1,70 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |0,93| < 1,70 \quad \text{Vérfié} \quad (0,55)$$

$A_v = 4,18 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace en cisaillement

$A_{v,net} = 2,86 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$

$V_{pl,Rd} = 66,37 \text{ [kN]}$ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$$V_{b2,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |15,72| < 66,37 \quad \text{Vérfié} \quad (0,24)$$

➤ **Droit**

Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

Résistance des boulons

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

$F_{v,Rd} = 73,89 \text{ [kN]}$ Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$$

$F_{t,Rd} = 82,80$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction

Pression du boulon sur la cornière

➤ **Direction x**

✓ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

✓ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$\gamma_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

✓ $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \alpha_{M2}$

$F_{b,Rd2x} = 113,40$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

➤ **Direction z**

✓ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ Vérifié

✓ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} = 0.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,50 > 0,00$ vérifié

✓ $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

$F_{b,Rd2z} = 56,70$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poutre principale – cornière

• **Cisaillement des boulons**

$e = 57$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 0,55$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 \cdot V_{b2,Ed} \cdot e$

$FV_z = 4,77$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $FV_z = 0.5 \cdot |V_{b2,Ed}| / n$

$FM_x = 12,12$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $FM_x = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$

$F_{x1,Ed} = 12,12$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x1,Ed} = FM_x$

$F_{z1,Ed} = 4,77$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z1,Ed} = FV_z + FM_z$

$F_{Ed} = 13,02$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$

$F_{Rdx} = 113,40$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = F_{bRd2x}$

$e = 57$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre		
$F_{Rdz} = 56,70$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz}=F_{bRd2z}$	
$ F_{x1,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 12,12 < 113,40$	Vérfié	(0,11)
$ F_{z1,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 4,77 < 56,70$	Vérfié	(0,08)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$13,02 < 73,89$	Vérfié	(0,18)

• Traction des boulons

$e = 59$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale		
$M_{0t} = 0,56$ [kN*m]	Moment fléchissant réel		
$F_{t,Ed} = 12,50$ [kN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed}=M_{0t}*z_{max}/\sum z_i^2 + 0.5*N_{b2,Ed}/n$	
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$12,50 < 82,80$	Vérfié	(0,15)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 13,02$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]}$	
$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4*F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,28 < 1,00$	Vérfié	(0,28)

Boulons assemblant la cornière à la poutre

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 118,22$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon	$F_{v,Rd} = 0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$	
--------------------------	---	---	--

Pression du boulon sur la poutre

➤ **Direction x**

$k_{1x} = 1,57$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$	
$k_{1x} > 0.0$	$1,57 > 0,00$	Vérfié	
$\alpha_{bx} = 0,89$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,89 > 0,00$	Vérfié	
$F_{b,Rd1x} = 27,79$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$	

➤ **Direction z**

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	Vérfié	
$\alpha_{bz} = 0,39$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,39 > 0,00$	Vérfié	

$F_{b,Rd1z} = 19,40$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

➤ **Direction x**

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ Vérifié

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ Vérifié

$F_{b,Rd2x} = 226,80$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

➤ **Direction z**

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ Vérifié

$\alpha_{bz} = 0,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,50 > 0,00$ Vérifié

$F_{b,Rd2z} = 113,40$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage cornière – poutre

Cisaillement des boulons

$e = 59$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_0 = 1,13$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = V_{b1,Ed} * e$

$F_{Nx} = 0,00$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{Nx} = |N_{b1,Ed}|/n$

$F_{Vz} = 9,53$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = |V_{b1,Ed}|/n$

$F_{Mx} = 25,00$ [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{Mz} = 0,00$ [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z $F_{Mz} = |M_0| * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{x,Ed} = 25,00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z1,Ed} = 9,53$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z1,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$e = 59$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$F_{Ed} = 26,76$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} = 27,79$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 19,40$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 25,00 < 27,79$	Vérifié (0,90)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 9,53 < 19,40$	Vérifié (0,49)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$26,76 < 118,22$	Vérifié (0,23)

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort axial)

Cornière

$A_{nt} = 3,00$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 7,50$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 216,28$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 0,00 < 216,28$	Vérifié (0,00)

POUTRE

$A_{nt} = 1,32$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 2,86$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 88,18$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 0,00 < 88,18$	Vérifié (0,00)

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort transversal)

CORNIERE

$A_{nt} = 3,75$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 4,50$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 132,20$ [kN]	Résistance de calcul de la	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$A_{nt} = 3,75 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction
section affaiblie par les trous

$$|0.5 * V_{b1,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |9,53| < 132,20 \quad \text{Vérfié} \quad (0,07)$$

POUTRE

$A_{nt} = 1,43 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 1,76 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 51,11 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$$|V_{b1,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |19,07| < 51,11 \quad \text{Vérfié} \quad (0,37)$$

Vérfication de la résistance de la section de la cornière affaiblie par les trous

$A_t = 4,50 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 3,00 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0}) \quad 0,60 < 0,85$$

$W_{net} = 12,68 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 3,49 \text{ [kN*m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |0,56| < 3,49 \quad \text{Vérfié} \quad (0,16)$$

$A_v = 9,00 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace en cisaillement $A_v = I_a * t_{fa}$

$V_{pl,Rd} = 142,89 \text{ [kN]}$ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$

$$|0.5 * V_{b1,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |9,53| < 142,89 \quad \text{Vérfié} \quad (0,00)$$

Vérfication de la résistance de la section de la poutre affaiblie par les trous

$A_t = 2,09 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 1,43 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0}) \quad 0,62 < 0,85$$

$W_{net} = 6,17 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 1,70 \text{ [kN*m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |1,13| < 1,70 \quad \text{Vérfié} \quad (0,66)$$

$A_v = 4,18 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace en cisaillement

$A_v = 4,18 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la section efficace en cisaillement	
$A_{v,net} = 2,86 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
$V_{pl,Rd} = 66,37 \text{ [kN]}$	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$

$ V_{b1,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 19,07 < 66,37$	Vérfié	(0,29)
------------------------------	-------------------	--------	--------

Vérification de la poutre principale

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

➤ **Direction x**

$k_x = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_x = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
--------------	--	---

$k_x > 0.0$	$2,50 > 0,00$	Vérfié
-------------	---------------	--------

$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
----------------------	--	--

$\alpha_b > 0.0$	$1,00 > 0,00$	Vérfié
------------------	---------------	--------

$F_{b,Rdx} = 90,72 \text{ [kN]}$	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rdx} = k_x * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
----------------------------------	---	---

➤ **Direction z**

$k_z = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_z = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
--------------	--	--

$k_z > 0.0$	$2,50 > 0,00$	Vérfié
-------------	---------------	--------

$\alpha_{bz} = 0,75$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
----------------------	--	--

$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,75 > 0,00$	Vérfié
---------------------	---------------	--------

$F_{b,Rdz} = 68,04 \text{ [kN]}$	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rdz} = k_z * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
----------------------------------	---	---

FORCE RESULTANTE AGISSANT SUR LE BOULON DE RIVE

$F_{x,Ed} = 22,11 \text{ [kN]}$	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x1,Ed} + F_{x2,Ed}$
---------------------------------	--	------------------------------------

$F_{z,Ed} = 8,70 \text{ [kN]}$	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{z1,Ed} + F_{z2,Ed}$
--------------------------------	--	------------------------------------

$ F_{x,Ed} \leq F_{b,Rdx}$	$ 22,11 < 90,72$	Vérfié	(0,24)
-----------------------------	-------------------	--------	--------

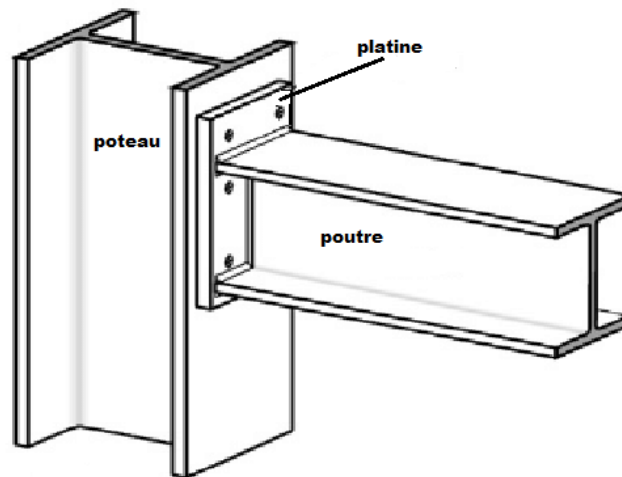
$ F_{z,Ed} \leq F_{b,Rdz}$	$ 8,70 < 68,04$	Vérfié	(0,13)
-----------------------------	------------------	--------	--------

Remarques

- Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière gauche de l'aile inférieure de la poutre trop faible 4 [mm] < 7 [mm]
- Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière droite de l'aile inférieure de la poutre trop faible 4 [mm] < 7 [mm]
- Pince boulon-extrémité grugeage de la poutre gauche trop faible 18 [mm] < 18 [mm]
- Pince boulon-extrémité grugeage de la poutre droite trop faible 18 [mm] < 18 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la norme

Ratio 0,90

VI.3.2 Assemblage poteau-poutre principale**Figure VI.5 : Modèle d'Assemblage poteau-poutre**

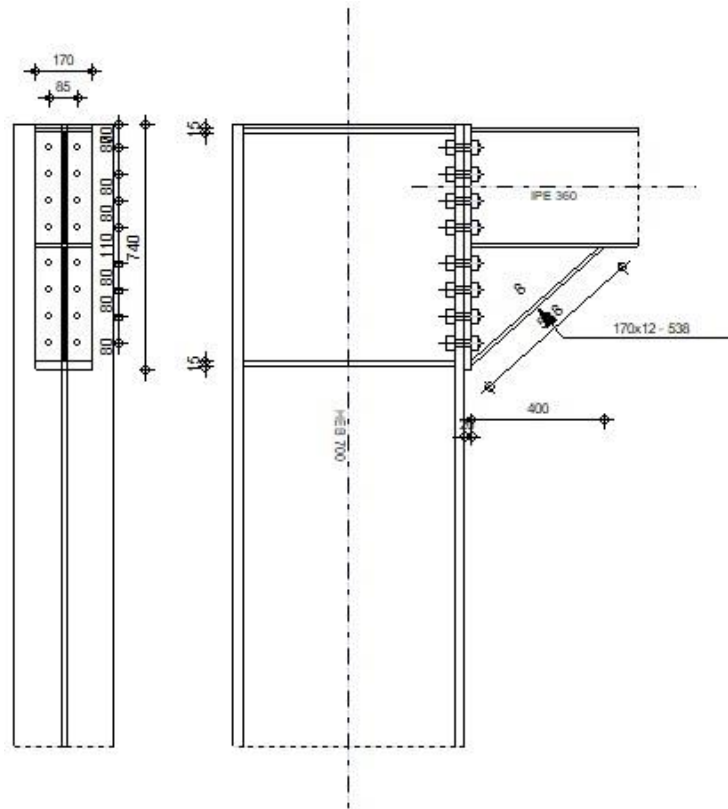


Figure VI.6 : Assemblage poteau-poutre

Tableau VI.6 :Les Caractéristiques du profilé (HEB 700 , IPE 360)

Profile	Les caractéristique (mm)				
	A(mm ²)	b (mm)	h (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)
HEB 700	306.4	300	700	17	32
IPE 360	72.73	170	360	8	12.7

1.platine

Tableau VI.7 : Caractéristiques de platine

Hauteur de la section de la platine	Largeur de la section de la platine	Épaisseur de la platine	Angle d'inclinaison	Longueur de la platine	Epaisseur de l'ame
$h_{kr}=740\text{mm}$	$B_{kr}=170\text{mm}$	$T_{kr}=20\text{mm}$	$\alpha = 42\text{deg}$	$L_{kr}=400\text{mm}$	8mm

ACIER E28

Matériau :

Tableau VI.8 : Caractéristiques des résistance

Résistance
$f_{ykr}=235\text{ Mpa}$

2.Raidisseur poteau

Tableau VI.9 : Caractéristiques de raidisseur

Hauteur de raidisseur	Largeur de raidisseur	Épaisseur de la raidisseur
$H_{sr}=636\text{mm}$	$B_{sr}=142\text{mm}$	$T_{hu}=15\text{mm}$

Matériau : ACIER E28

Tableau VI.10 : Caractéristiques des résistance

Résistance
$f_{yk} = 275 \text{ Mpa}$

3. BOULONS

Tableau VI.11 : Caractéristiques des boulons assemblant

Diamètre du boulon	Classe du boulon	Nombre de colonnes des boulons	Nombre de rangées des boulons
d=22mm	Classe =10.9	$n_h = 2$	$n_v = 8$

- Soudures d'angle**

Tableau VI.12 : Caractéristiques des Soudures d'angle

Soudure âme	Soudure semelle	Soudure du raidisseur	Soudure horizontale
$a_w = 6 \text{ mm}$	$a_f = 9 \text{ mm}$	$A_s = 6 \text{ mm}$	$A_{fd} = 5 \text{ mm}$

- Coefficient de matériau**

Tableau VI.13 : Coefficient de matériau

Coefficient de sécurité partiel	Coefficient de sécurité partiel	Coefficient de sécurité partiel	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M0} = 1.00$	$\gamma_{M1} = 1.00$	$\gamma_{M2} = 1.25$	$\gamma_{M3} = 1.10$

- Efforts**

État limite : ultime

Cas: 10: $G+Q+VY (1+2+5) * 1.00$

$M_{b1,Ed} = 55,64 \text{ [kN*m]}$ Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 58,87 \text{ [kN]}$ Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -0,00 \text{ [kN]}$ Effort axial dans la poutre droite

$M_{c1,Ed} = 23,86 \text{ [kN*m]}$ Moment fléchissant dans la poteau inférieur

$V_{c1,Ed} = -21,67 \text{ [kN]}$ Effort tranchant dans le poteau inférieur

$N_{c1,Ed} = -790,01 \text{ [kN]}$ Effort axial dans le poteau inférieur

$M_{c2,Ed} = -0,07 \text{ [kN*m]}$ Moment fléchissant dans la poteau supérieur

$V_{c2,Ed} = -0,02 \text{ [kN]}$ Effort tranchant dans le poteau supérieur

$M_{b1,Ed} = 55,64$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$N_{c2,Ed} = -765,23$ [kN] Effort axial dans le poteau supérieur

Résultats

Résistances de la poutre

➤ **Compression**

$A_b = 72,73$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 2000,08$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

➤ **Cisaillement**

$A_{vb} = 63,94$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 1015,15$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,06 < 1,00	Vérfié	(0,06)
----------------------------------	-------------	--------	--------

➤ **Flexion - moment plastique (sans renforts)**

$W_{plb} = 1019,15$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 280,27$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

➤ **Flexion au contact de la plaque avec l'élément assemble**

$W_{pl} = 2320,44$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 638,12$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

➤ **Aile et âme en compression**

$M_{cb,Rd} = 638,12$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 706$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 904,40$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

• **Âme ou aile du renfort en compression - niveau de l'aile inférieure de la poutre**

➤ **Pression diamétrale :**

$\beta = 0,0$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

➤ **Pression diamétrale :**

$\beta = 0,0$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 42,0$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{\text{eff,c,wb}} = 197$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{\text{vb}} = 35,14$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,89$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{\text{com,Ed}} = 51,07$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{\text{wc}} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$$F_{\text{c,wb,Rd1}} = [\omega k_{\text{wc}} b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M0}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{\text{c,wb,Rd1}} = 428,56$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

➤ **Flambement :**

$d_{\text{wb}} = 299$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,02$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,79$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$$F_{\text{c,wb,Rd2}} = [\omega k_{\text{wc}} \rho b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M1}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{\text{c,wb,Rd2}} = 337,22$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

➤ **Résistance de l'aile du renfort**

$$F_{\text{c,wb,Rd3}} = b_b t_b f_{\text{yb}} / (0.8 * \gamma_{\text{M0}})$$

$F_{\text{c,wb,Rd3}} = 701,25$ [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

➤ **Résistance finale:**

$$F_{\text{c,wb,Rd,low}} = \text{Min} (F_{\text{c,wb,Rd1}} , F_{\text{c,wb,Rd2}} , F_{\text{c,wb,Rd3}})$$

$F_{\text{c,wb,Rd,low}} = 337,22$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistances du poteau

➤ **Panneau d'âme en cisaillement**

$M_{\text{b1,Ed}} = 55,64$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{\text{b2,Ed}} = 0,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{\text{c1,Ed}} = -21,67$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{\text{c2,Ed}} = -0,02$ [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$z = 612$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$$V_{\text{wp,Ed}} = (M_{\text{b1,Ed}} - M_{\text{b2,Ed}}) / z - (V_{\text{c1,Ed}} - V_{\text{c2,Ed}}) / 2$$

$V_{wp,Ed} = 101,75$	[kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} = 137,10$	[cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 137,10$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 705$	[mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 21,12$	[kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 4,64$	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 4,64$	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} = 2032,16$	[kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,05 < 1,00$	Vérfié	(0,05)
----------------------------------	---------------	--------	--------

• **Âme en compression transversale - niveau de l'aile inférieure de la poutre**

➤ **Pression diamétrale :**

$t_{wc} = 17$	[mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 377$	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 137,10$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,88$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 28,49$	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 42,45$	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} = 2721,43$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

➤ **Flambement :**

$d_{wc} = 582$	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0,92$		Élancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,85$		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 6,53$		Élancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s = 1,00$		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$			

$$F_{c,wc,Rd2} = 2480,27 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

➤ **Résistance finale :**

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 2480,27 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

• **Âme en traction transversale - niveau de l'aile inférieure de la poutre**

➤ **Pression diamétrale :**

$$t_{wc} = 17 \quad [\text{mm}] \quad \text{Épaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{\text{eff},c,wc} = 373 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 137,10 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,88 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{\text{com},Ed} = 28,49 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 42,45 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \rho k_{wc} b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 2710,32 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

➤ **Flambement :**

$$d_{wc} = 582 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,92 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,85 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 6,53 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 2475,23 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

➤ **Résistance finale :**

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 2475,23 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

• Paramètres géométriques de l'assemblage

Tableau VI.14 :longueurs efficaces et paramètres - semelle du poteau

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	12	-	108	-	80	78	99	78	99	119	47	47	47
2	12	-	108	-	80	78	184	78	184	160	80	80	80
3	12	-	108	-	80	78	184	78	184	160	80	80	80
4	12	-	108	-	95	78	184	78	184	190	95	95	95
5	12	-	108	-	95	78	184	78	184	190	95	95	95
6	12	-	108	-	80	78	184	78	184	160	80	80	80
7	12	-	108	-	80	78	184	78	184	160	80	80	80
8	12	-	108	-	80	78	99	78	99	119	47	47	47

Tableau VI.15 : longueurs efficaces et paramètres - platine d'about

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	32	-	43	-	80	199	195	195	195	180	145	145	145
2	32	-	43	-	80	199	180	180	180	160	80	80	80
3	32	-	43	-	80	199	180	180	180	160	80	80	80
4	32	-	43	-	95	199	180	180	180	190	95	95	95
5	32	-	43	-	95	199	180	180	180	190	95	95	95
6	32	-	43	-	80	199	180	180	180	160	80	80	80
7	32	-	43	-	80	199	180	180	180	160	80	80	80
8	32	-	43	-	80	199	180	180	180	180	130	130	130

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la compression

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 674,44 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{Vérifié} \quad (0,00)$$

• **Résistance de l'assemblage à la flexion**

$$F_{t,Rd} = 261,79 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 363,27 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

Tableau VI.16 : résistance de la rangée de boulons n° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	337,22	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 523,58$	523,58	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 362,05$	362,05	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 419,39$	419,39	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 429,22$	429,22	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 726,54$	726,54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\square = 2032,16$	2032,16	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 2480,27$	2480,27	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 904,40$	904,40	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 337,22$	337,22	Ame de la poutre - compression

Tableau VI.17 : résistance de la rangée de boulons n° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 523,58$	523,58	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 362,05$	362,05	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 409,43$	409,43	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 395,94$	395,94	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 726,54$	726,54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 2032,16 - 337,22$	1694,94	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 2480,27 - 337,22$	2143,05	Ame du poteau - compression

$F_{t,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t,Rd,comp}$	Composant
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 904,40 - 337,22$	567,17	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 337,22 - 337,22$	0,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1047,17 - 337,22$	709,95	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 585,33 - 337,22$	248,11	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 667,28 - 337,22$	330,06	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 495,25 - 337,22$	158,03	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

Tableau VI.18 : tableau récapitulatif des efforts

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	652	337,22	523,58	362,05	419,39	429,22	523,58	726,54
2	572	-	523,58	362,05	409,43	395,94	523,58	726,54
3	492	-	523,58	362,05	409,43	395,94	523,58	726,54
4	412	-	523,58	362,05	409,43	395,94	523,58	726,54
5	302	-	523,58	362,05	409,43	395,94	523,58	726,54
6	222	-	523,58	362,05	409,43	395,94	523,58	726,54
7	142	-	523,58	362,05	409,43	395,94	523,58	726,54
8	62	-	523,58	362,05	409,43	395,94	523,58	726,54

• Résistance de l'assemblage a la flexion $m_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 219,84 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,25 < 1,00 \quad \text{Vérfié} \quad (0,25)$$

• Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,94 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 206,02 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 261,79 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 276,59 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 321,20 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Tableau VI.19 : tableaude efforts

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	523,58	-0,00	337,22	85,35	85,35	364,06
2	523,58	-0,00	0,00	0,00	-0,00	412,04
3	523,58	-0,00	0,00	0,00	-0,00	412,04
4	523,58	-0,00	0,00	0,00	-0,00	412,04
5	523,58	-0,00	0,00	0,00	-0,00	412,04

6	523,58	-0,00	0,00	0,00	-0,00	412,04
7	523,58	-0,00	0,00	0,00	-0,00	412,04
8	523,58	-0,00	0,00	0,00	-0,00	412,04

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 3248,31 \quad \text{[kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{Vérfié} \quad (0,02)$$

• Résistance des soudures

$$-A_w = 157,37 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]}$$

$$-A_{wy} = 80,28 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]}$$

$$-A_{wz} = 77,09 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]}$$

$$-I_{wy} = 100012,05 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(2)]}$$

$$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} = 14,64 \quad \text{[Mpa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(2)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 13,26 \quad \text{[Mpa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(2)]}$$

$$\tau_{II} = 7,64 \quad \text{[Mpa]} \quad \text{Contrainte tangentielle [4.5.3.2(2)]}$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation [4.5.3.2(2)]}$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 29,28 < 365,00 \quad \text{Vérfié} \quad (0,08)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 29,63 < 365,00 \quad \text{Vérfié} \quad (0,08)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 14,64 < 262,80 \quad \text{Vérfié} \quad (0,06)$$

- **Rigidité de l'assemblage**

Tableau VI.20 : Rigidité de l'assemblage

Épaisseur de la plaque	Hauteur de la tête du boulon	Hauteur de l'écrou du boulon	Longueur du boulon	Coefficient de rigidité des boulons
$t_{wash}=5\text{mm}$	$h_{head}=16\text{mm}$	$h_{nut}=22\text{mm}$	$L_b=81\text{mm}$	$K_{10}=6\text{mm}$

Tableau VI.21 : rigidités des rangées de boulons

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Somme	28,99	1314,07
1	652	1	730	33	1	4,90	319,32
2	572	1	1205	18	1	6,29	359,75
3	492	1	1205	18	1	5,41	266,15
4	412	1	1205	21	1	4,57	188,43
5	302	1	1205	21	1	3,35	101,23
6	222	1	1205	18	1	2,44	54,17
7	142	1	1205	18	1	1,56	22,15
8	62	1	730	29	1	0,46	2,87

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 66649,29$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 4165,58$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

Composant le plus faible :

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

Remarques

Épaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 12 [mm] < 13 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la norme	Ratio	0,25
---	-------	------

VI.3.3 Assemblage pied de poteau

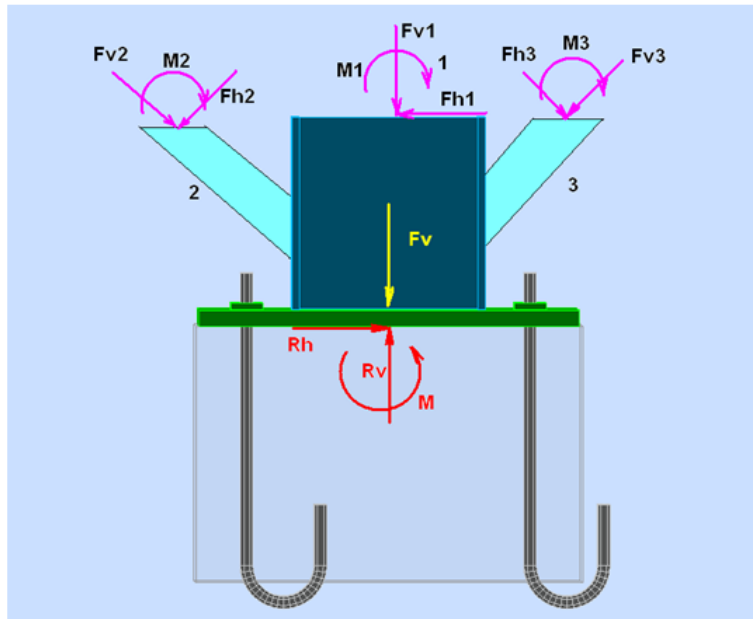


Figure VI.7 : Modèle d'Assemblage pied de poteau

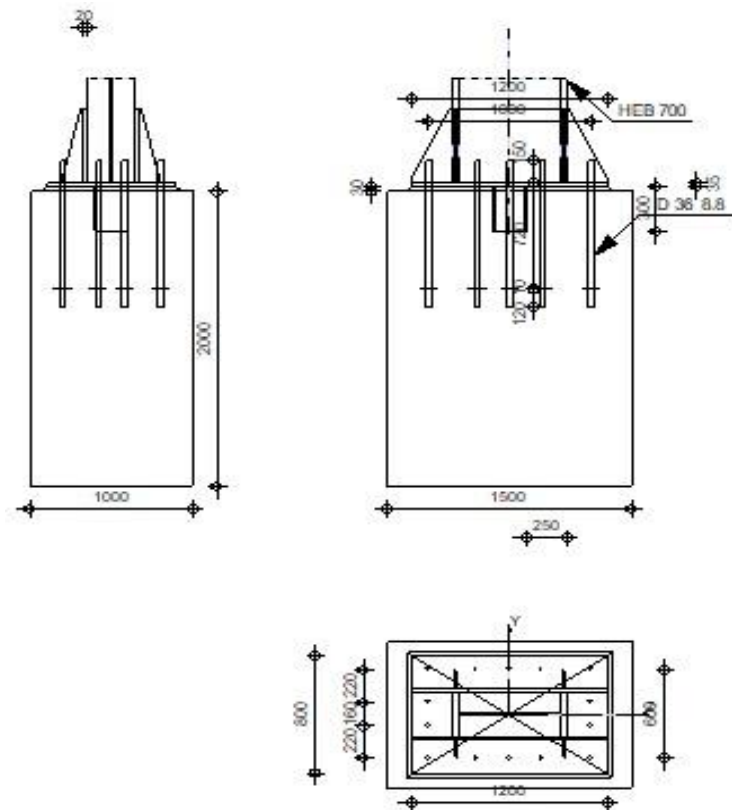


Figure VI.8 : Assemblage pied de poteau

Tableau VI.22: Les caractéristiques du profilé (HEB700)

Profile	Les caractéristiques (mm)				
	A(mm ²)	b(mm)	h(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)
HEB700	30640	300	700	17	32

1.Platine

Tableau VI.23 : Caractéristiques de platine

Largeur de la section de la platine	Épaisseur de la platine	Longueur de la platine	Epaisseur de l'ame
B _{pd} =800mm	T _{pd} =35mm	L _{pd} =1200mm	17mm

2.Ancrage

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

Tableau VI.24 : Caractéristiques d'ancrage

Classe de tiges d'ancrage	Diamètre du boulon	Aire de la section efficace du boulon	Aire de la section du boulon	Nombre de colonnes des boulons	Nombre de rangés des boulons
Classe=8.8	d=36mm	A _s =8,17cm ²	A _v =10,18cm ²	n _H =5	n _v =4

Tableau VI.25 :Dimensions des tiges d'ancrage

L1=150mm	L2=720mm	L3=120mm
----------	----------	----------

Tableau VI.26 :Dimensions plaque d'ancrage

Longueur	Largeur	Epaisseur
l _p =100mm	b _p =100mm	t _p =10mm

3.Beche

Profilé : HEB200

l_w=300mm (Longueur)

Matériau : Acier

F_{yw}=235 Mpa (Résistance)

4.Raidisseur

Tableau VI.27 :Dimensions du raidisseur

Longueur	Largeur	Hauteur	Épaisseur	Grugeage
l _s =1200mm	w _s =600mm	h _s =500mm	t _s =20mm	d=20mm

- **Coefficient de matériau**

Tableau VI.28 :Coefficient de matériau

Coefficient de sécurité partiel	Coefficient de sécurité partiel	Coefficient de sécurité partiel
γM0=1.00	γM2=1.25	γc=1.50

- **Semelle isolée**

Tableau VI.29 : Dimensions semelle isolée

Longueur	Largeur	Hauteur
L=1500mm	B=1000mm	H=2000mm

- **Béton**

Class : béton25

$F_{ck}=25$ [Mpa] Résistance caractéristique à la compression

- **Mortier de calage**

Tableau VI.30 : Caractéristiques mortier de calage

Épaisseur du mortier de calage	Résistance caractéristique à la compression	Coef de frottement entre la plaque d'assise et le béton
$t_g=30$ mm	$f_{ck,g}=12$ Mpa	$C_{f,d}=0.30$

- **Soudure**

Tableau VI.31 : Dimensions soudure

Plaque principale du pied de poteau	Bêche	Raidisseurs
$a_p=12$ mm	$A_w=4$ mm	$A_s=4$ mm

- **Effort**

Cas: 6: ELU $1*1.35+2*1.50$

$N_{j,Ed} = -1884,37$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = 0,27$ [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = -1,21$ [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = 2,09$ [kN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = 0,37$ [kN*m] Moment fléchissant

- **Résultat**

Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 16,67$ [MPa] Résistance de calcul à la compression

EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 13,89$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp} / (3 * f_j * \gamma_{M0}))}$$

$c = 90$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 212$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 480$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 1016,45$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 6355,00$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1} / A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$F_{rd,u} = 4235,93$ [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$f_{jd} = 27,78$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 6892,40$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 2247,36$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 2917,57$ [cm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$F_{c,Rd,n} = 19148,88$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 6243,74$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 8105,76$ [kN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

• **Aile et âme du poteau en compression**

$CL = 2,00$ Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{pl,y} = 26263,13$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 7222,36$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 775$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$F_{c,fc,Rd,y} = 9318,11$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$W_{pl,z} = 11411,04$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,z} = 3138,04$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,z} = 379$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$$

$F_{c,fc,Rd,z} = 8285,52$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

Resistance de la semelle dans la zone comprimée

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd} = 19148,88$ [kN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]

$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$

$F_{C,Rd,y} = 6243,74$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$

$F_{C,Rd,z} = 8105,76$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) $0,10 < 1,00$ Vérifié (0,10)

$e_y = 1$ [mm] Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3]

$z_{c,y} = 388$ [mm] Bras de levier $F_{C,Rd,y}$ [6.2.8.1.(2)]

$z_{t,y} = 500$ [mm] Bras de levier $F_{T,Rd,y}$ [6.2.8.1.(3)]

$M_{j,Rd,y} = 13,83$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23) $0,15 < 1,00$ Vérifié (0,15)

$e_z = 0$ [mm] Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3]

$z_{c,z} = 189$ [mm] Bras de levier $F_{C,Rd,z}$ [6.2.8.1.(2)]

$z_{t,z} = 300$ [mm] Bras de levier $F_{T,Rd,z}$ [6.2.8.1.(3)]

$M_{j,Rd,z} = 3,21$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23) $0,12 < 1,00$ Vérifié (0,12)

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,27 < 1,00$ Vérifié (0,27)

• **Cisaillement**

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,88$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = 0,88$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,y} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$

$F_{1,vb,Rd,y} = 895,26$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,88$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 0,88$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 895,26$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,28$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 10,18$ [cm²] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 179,15$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$ Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 3,78$ [kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 66$ [mm] Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]

$\alpha_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 96,15$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

Rupture du béton par effet de levier

$N_{Rk,c} = 81,91$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 75,85$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

Ecrasement du bord du beton

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 301,23$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB[9.3.4.(a)]
$\Psi_{A,V,y} = 0,83$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\Psi_{h,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,y} = 0,95$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB[9.3.4.(d)]
$\Psi_{ec,V,y} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \Psi_{A,V,y} * \Psi_{h,V,y} * \Psi_{s,V,y} * \Psi_{ec,V,y} * \Psi_{\alpha,V,y} * \Psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 110,40$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 420,98$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\Psi_{A,V,z} = 0,53$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\Psi_{h,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,z} = 0,86$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\Psi_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB[9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \Psi_{A,V,z} * \Psi_{h,V,z} * \Psi_{s,V,z} * \Psi_{ec,V,z} * \Psi_{\alpha,V,z} * \Psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,z} = 89,39$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Glissement de la semelle

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 1884,37$ [kN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$$

$F_{f,Rd} = 565,31$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * 1_w * b_{wy} * f_{ck} / \gamma_c$$

$F_{v,Rd,wg,y} = 1400,00$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * 1_w * b_{wz} * f_{ck} / \gamma_c$$

$F_{v,Rd,wg,z} = 1400,00$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,y} = 3027,15$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	Vérifié	(0,00)
------------------------------------	---------------	---------	--------

$$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 3027,15$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	Vérifié	(0,00)
------------------------------------	---------------	---------	--------

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	Vérifié	(0,00)
--	---------------	---------	--------

- Contrôle des raidisseurs**

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 = 29,37$ [kN*m] Moment fléchissant du raidisseur

$Q_1 = 234,96$ [kN] Effort tranchant du raidisseur

$z_s = 129$ [mm] Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)

$I_s = 62717,40$ [cm⁴] Moment d'inertie du raidisseur

$\sigma_d = 4,40$ [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 19,01$ [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$M_1 = 29,37$	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$\tau = 23,50$	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_z = 40,93$	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\max (\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		$0,15 < 1,00$	Vérfié	(0,15)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 22,73$	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 206,69$	[kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$z_s = 104$	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 69521,30$	[cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 2,25$	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_g = 14,10$	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\tau = 20,67$	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_z = 35,87$	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\max (\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		$0,13 < 1,00$	Vérfié	(0,13)

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} = 18,95$	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 18,95$	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = 0,01$	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$		[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = -0,03$	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$		[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,85$		Coefficient dépendant de la résistance		[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9*f_u/\gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)		$0,06 < 1,00$	Vérfié	(0,06)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u/(\beta_w*\gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)		$0,10 < 1,00$	Vérfié	(0,10)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u/(\beta_w*\gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)		$0,10 < 1,00$	Vérfié	(0,10)

Soudures verticales des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0,00 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	140,98 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,64 < 1,00	Vérifié	(0,64)
--	-------------	---------	--------

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	48,21 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	48,21 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	51,67 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	131,56 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,35 < 1,00	Vérifié	(0,35)
--	-------------	---------	--------

Soudures horizontales des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	83,07 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	83,07 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	73,09 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	208,88 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,55 < 1,00	Vérifié	(0,55)
--	-------------	---------	--------

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	140,53 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	140,53 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	67,31 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	304,28 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,80 < 1,00	Vérifié	(0,80)
--	-------------	---------	--------

Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} = 212$	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 480$	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$			
$k_{13,y} = 38$	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 326$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 56$	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,y} = 33$	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 371$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$			
$k_{16,y} = 4$	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} = 0,16$		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} = 2403561,15$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale			[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} = 3966652,94$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide			[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE			[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$			
$k_{13,z} = 65$	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 72$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 18$	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,z} = 225$	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 371$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$			
$k_{16,z} = 4$	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} = 0,68$		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} = 972291,66$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale			[6.3.1.(4)]

$\lambda_{0,z} = 0,68$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,rig,z} = 222984,49$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

Composant le plus faible

RAIDISSEUR - SOUDURES HORIZONTALES

Remarque

Distance du boulon d'ancrage du raidisseur trop faible 44 [mm] < 54 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la norme	Ratio	0,80
--	-------	------

❖ **Manuellement**

VI.3.4. Assemblage des diagonales de stabilité

- **Attache diagonale HEA 260- gousset**

Pour notre cas, les diagonales les plus sollicitées sont formée par des HEA 260.

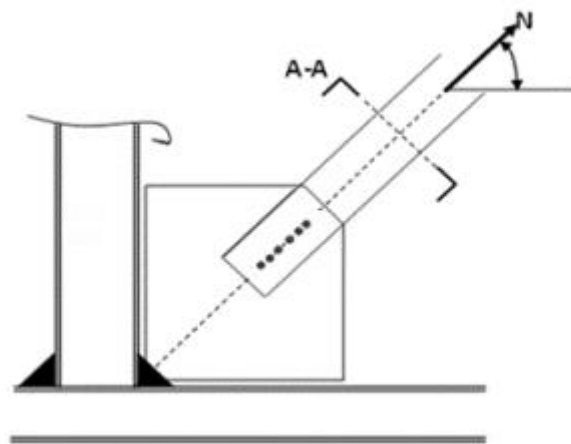


Figure VI.9 : Modèle l'attache diagonale HEA 260- gousset

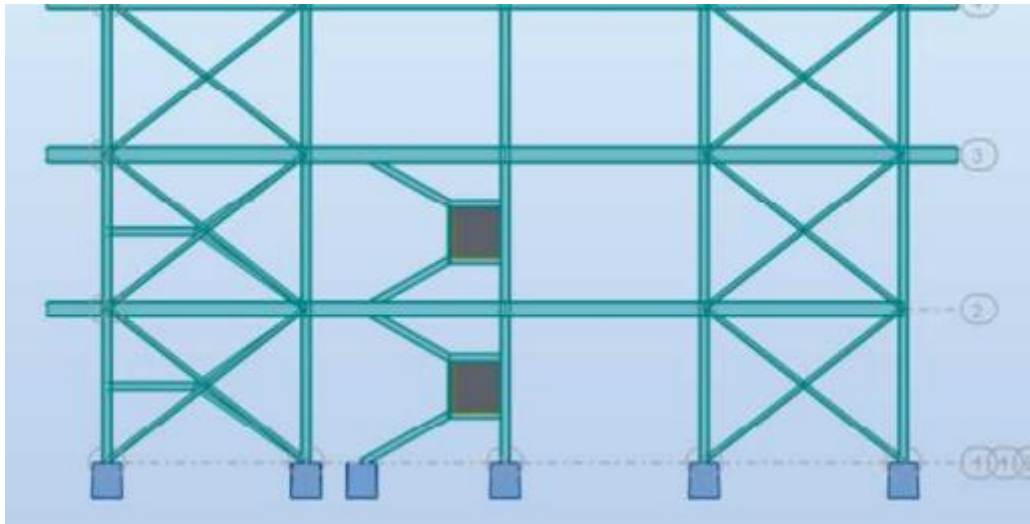


Figure VI.10 : vue d'assemblage des éléments de contreventement

- **Contreventement en X**

Effort tranchant

L'effort tranchant repris par **2 HEA 260** est : $V_{sd}=765.55$

Donc l'effort tranchant reprise par une seul **HEA** est : $V_{sd}=382.775$

Nombre et diamètre des boulons HEA 260

Soit $d_0=20$ mm, ce correspond, avec un jeu de 2mm, a des boulons de diamètre $d=18$ mm et de class 10.9

VI.3.4.1.Résistance d'un boulon au cisaillement par plain de cisaillement

$$F_{v,sd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

Section résistante en traction. $A_s = 192 \text{ mm}^2$

Résistance des boulons $\gamma_{mb} = 1,25$

Nombre de plans de cisaillement. $n = 2$

$$F_{v,sd} = \frac{0,6 \times 1000 \times 192}{1,25} = 92,16 \text{ KN}$$

- **Nombre des boulons nécessaires**

$$n = \frac{V_{sd}}{F_{v,sd}} = \frac{382.775}{92,16} = 4.15 \rightarrow n = 6$$

VI.3.4.1.1. Disposition des boulons

Vérifie les espaces:

$d_0 = 20 \text{ mm}; t = 8 \text{ mm}$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150) \qquad 24 \leq e_1 = 60 \leq 150$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200) \qquad 44 \leq p_1 = 70 \leq 112$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150) \qquad 30 \leq e_2 = 65 \leq 150$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200) \qquad 60 \leq p_2 = 100 \leq 112$$

VI.3.4.1.2. Vérification de la pression diamétrale

Il faut vérifier que: $F_{vsd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$d=18\text{mm}$; $d_0=20\text{mm}$; $t=8\text{mm}$; $\gamma_{mb}=1,25$; $f_u=430 \text{ N/mm}^2$; $e_1=60\text{mm}$; $p_1=80\text{mm}$

$$\alpha = \left\{ \frac{e}{3 \times d_0} ; \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\} = \min (1 ; 0.92 ; 2.33 ; 1) = 0.92$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0.92 \times 430 \times 18 \times 8}{1.25} = 113932.8 \text{ N} = 113.93 \text{ KN}$$

Pour un boulon on a

$$F_{vsd} = \frac{382.775}{6} = 63.8 \text{ KN}$$

$$63.8 \text{ KN} \leq 113.93 \text{ KN}$$

condition vérifié

VI.3.4.1.3. Assemblage Gousse-membrure

Gousset : $500 \times 500 \times 15$

$AB=500\text{mm}$; $AC=500\text{mm}$; $t_p=15\text{mm}$

En prend $a=8\text{mm}$

Les cordons doivent être vérifié avec la formule suivante :

$$N_1 \leq N = \frac{\alpha \times \sum L \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3 - \sin^2 \alpha}}$$

$$\text{Tg} \alpha = \frac{3.06}{4.1} = 0.746 \rightarrow \alpha = 36.74^\circ$$

$$\gamma_{mw} = 1.3 ; \beta_w = 0.85$$

VI.3.4.1.3.1. Vérification de cordon AB

$$N_1 = N_{sd} \times \cos \alpha$$

$$N_1 = 765.55 \times \cos 36.74 = 613.48 \text{ KN}$$

$$N = \frac{8 \times 500 \times 430}{0.85 \times 1.3 \times \sqrt{3 - \sin^2 36.74}} = 788.29 \text{ KN}$$

VI.3.4.1.3.2. Vérification de cordon AC

$$\gamma_{mw} = 1.3$$

$$\beta_w = 0.85$$

$$N = \frac{8 \times 500 \times 430}{0.85 \times 1.3 \times \sqrt{3 - \sin^2 36.74}} = 788.29 \text{ KN}$$

$$N_t = N_{AB} + N_{AC} = 1556.58 \text{ KN} > N_{sd} = 765.55 \text{ KN}$$

Choix retenu

-Soudure de gousset = 8mm

-Epaisseur de gousset = 15mm

-Boulonnage : 6boulons de diamètre 18mm

VI.3.5. Assemblage Poteau-Poteau (HEA700-HEA700) :

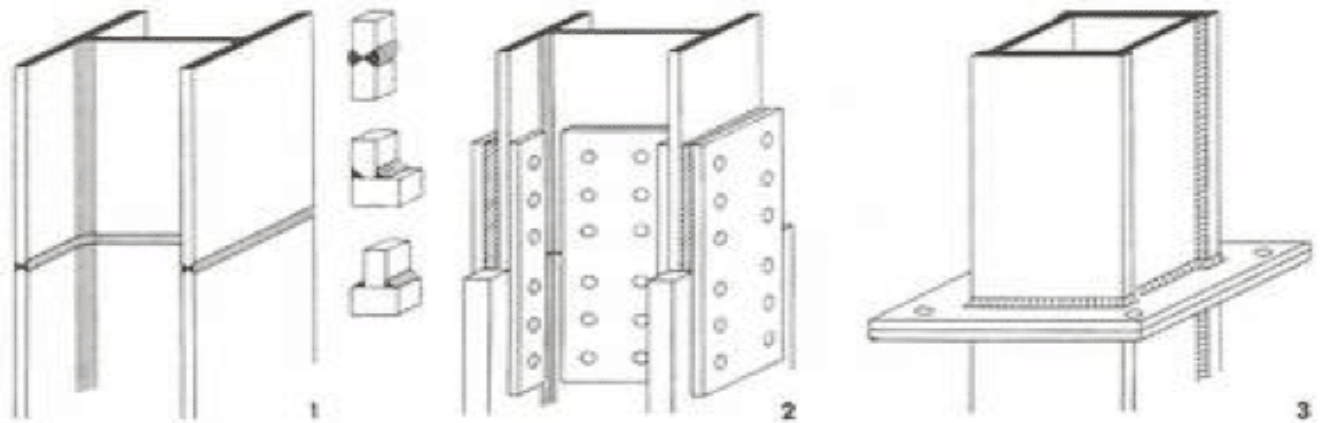


Figure VI.11 : Assemblage Poteau - Poteau

Tableau VI.32 : Les caractéristiques du profilé (HEB700)

Profile	Les caractéristiques (mm)				
	A(mm ²)	b(mm)	h(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)
HEB700	30640	300	700	17	32

➤ **Efforts sollicitant :**

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison :

$$N_{sd} = 2668.42 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 126.9 \text{ KN. m}$$

$$V_{sd} = 103.61 \text{ KN}$$

VI.3.5.1. Valeur de l'effort normal dans la semelle (dû a M_{sd})

$$N_M = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{126.9}{(700 - 32) \times 10^{-3}} = 189.97 \text{ KN.}$$

VI.3.5.2. Valeur de l'effort normal dans la semelle (dû a N_{sd})

$$N_n = N_{sd} \times \frac{b \times t_f}{A} = 2668.42 \times \frac{300 \times 32}{306.4 \times 10^2} = 836.058 \text{ KN.}$$

VI.3.5.3. Effort normal total

$$N_t = N_M + N_n = 1026,028 \text{ KN.}$$

VI.3.5.4. Vérification de la résistance au glissement

On choisit des boulons HR de diamètre de 20mm (M20) de classe 10.9.

$$F_{pcd} = 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 171,5 \text{ KN.}$$

$$F_{srd} = \frac{K_s \times n_f \times \mu \times F_{pcd}}{\gamma_{ms}} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 171,5}{1,25} = 41,16 \text{ KN.}$$

$$n \geq \frac{N_t}{F_{srd}} = \frac{1026,028}{41,16} = 24,93 \quad \text{On prend 26 boulons.}$$

VI.3.5.5. Disposition constructive des boulons

On a : $d_0=20+2 = 22\text{mm}$ et $t= 15\text{mm}$.

$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max (12t ; 150\text{mm})$	$26,4\text{mm} \leq e_1 \leq 180\text{mm}$	$e_1=50\text{mm}$
$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min (28t ; 400\text{mm})$	$48,4\text{mm} \leq p_1 \leq 400\text{mm}$	$p_1= 60\text{mm}$
$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max (12t ; 150\text{mm})$	$33\text{mm} \leq e_2 \leq 180\text{mm}$	$e_2= 60\text{mm}$
$3d_0 \leq p_2 \leq \min (14t ; 200\text{mm})$	$66\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}$	$p_2= 130\text{mm}$

VI.3.5.6. Vérification de la pression diamétrale

On a une platine $(730 \times 230 \times 15) \text{ mm}^3$

Il faut vérifier que : $F_1 > F_b$

$$F_b = 2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{mb}}$$

$\gamma_{mb}=1,25$; $f_u=430\text{N/mm}^2$; $e_1=50\text{mm}$; $p_1= 60\text{mm}$; $d_0= 22\text{mm}$; $t= 15\text{mm}$; $d= 20\text{mm}$.

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0} ; \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\} = \min \{ 0,758 ; 0,66 ; 2,33 ; 1 \} = 0,66.$$

$$F_b = 2,5 \times 0,66 \times 430 \times 20 \times \frac{15}{1,25} \times 10^{-3} = 170,28 \text{ KN}$$

Pour un boulon on a :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{103,61}{26} = 3,985 \text{ KN} < F_b = 170,28 \text{ KN} \text{ Donc la pression diamétrale est vérifiée.}$$

VI.3.5.7. Vérification de la contrainte de la traction dans la semelle

$$A_{brut} = b \times t_f = 300 \times 32 = 9600 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = (b - 4d) \times t_f = (300 - (4 \times 20)) \times 32 = 7040 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{N_t}{A_{net}} = \frac{1026,028 \times 10^3}{7040} = 145,745 \text{ MPa} < f_y = 275 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

VI.3.5.8. Resistance de l'assemblage sous l'effort de glissement

L'effort tranchant par boulon : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} = \frac{K_S \times n_f \times \mu \times F_{pc}}{\gamma_{ms}} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 171,5}{1,25} = 41,16 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{103,61}{26} = 3,985 \text{ KN} \quad F_{v,sd} = 3,985 \text{ KN} < F_{v,rd} = 41,16 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée.}$$

VII.1. Introduction

Une fondation est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des éléments spéciaux (puits, pieux).

VII.2. Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Économie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général, En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable. L'étude géologique du site à donner une contrainte admissible de 2 bars.

Remarque

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 kg/m³ de ciment.

VII.3. Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage, la charge que comporte l'ouvrage, la portance du sol, l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. Ont choisi une fondation par les semelles isolé, filantes ou radier. Notre structure est un bâtiment en R+10, donc la semelle isolée ne sera pas vérifiée à cause du risque de chevauchements, alors nous passons directement aux calculs des autres types de semelles. Chaque étape fera l'objet de vérifications.

VII.3.1. Semelles filantes

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres, de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

Nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$(S_s / S_b < 50 \%).$$

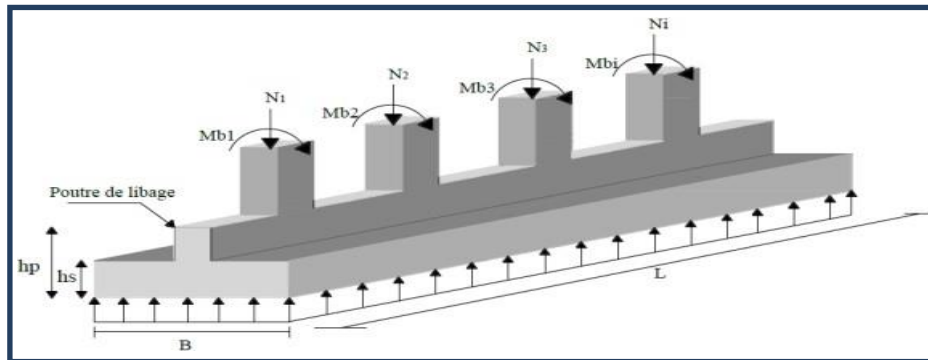


Figure VII.1 : dimension semelle filante

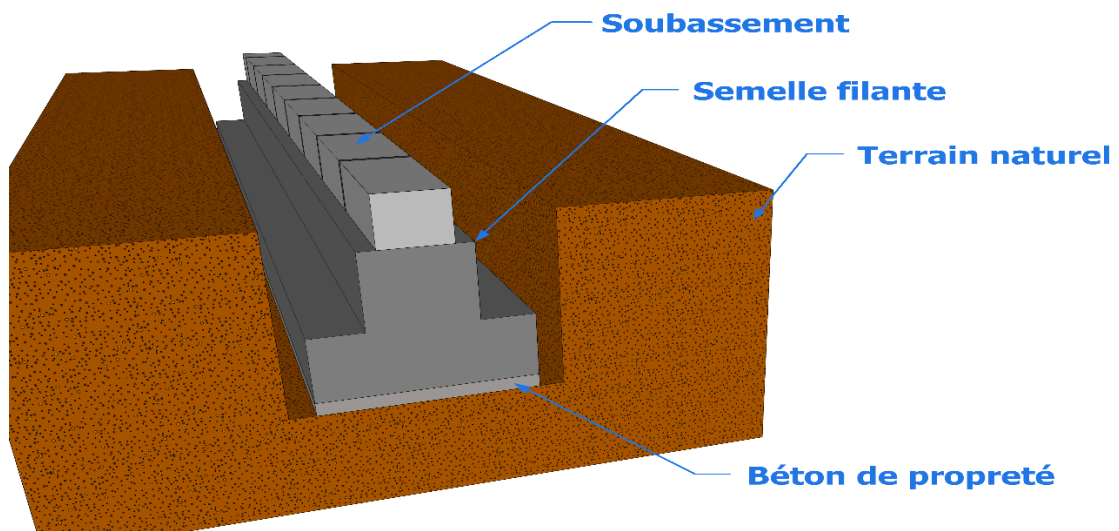


Figure VII.2 : Dessin d'une semelle filante

VII.3.1.1. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B L}$$

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0,20\text{MPa}$)

Avec: $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ kN/m}^2$

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile.

$S = L \times B$

$$\rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau VII.1 : Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

Files	N (kN)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)	S (m ²)
A	3456,539	7,20	2.40	2,50	18
B	4345.278	15.,30	1.42	1,50	22.95
C	4681.835	15.,30	1,53	1,60	24.48
D	3519.346	15.,30	1.15	1.20	18.36
E	7007,4941	15.,30	2,29	2,30	35,19
F	5569.2761	15.,30	1,82	1,90	29,07
G	6915.6457	15.,30	2.26	2.30	35.19
H	3274.2744	15.,30	2.11	2.20	33.66
I	4834.8955	15.,30	1.58	1.60	24.48
J	6211.8471	7,20	2.03	2.10	15.12

• **La surface totale de la semelle filante**

$$S_s = 18 + 22.95 + 24.48 + 18.36 + 35.19 + 29.07 + 35.19 + 33.66 + 24.48 + 15.12 = 256.5 \text{ m}^2.$$

$$S_s = 256,5 \text{ m}^2$$

• **La surface totale du bâtiment**

$$S_{bat} = 23.20 \times 15.30 + 2 \times (1.9 \times 6.85) = 380,99 \text{ m}^2$$

$$0,5 S_{bat} = 0,5 \times 380.99 = 190.495 \text{ m}^2$$

$$S_s = 256.5 \text{ m}^2 > 0,5 S_b = 190.495 \text{ m}^2$$

Remarque :

$$-S_s > 50\% S_{bat}$$

- La surface des semelles représente 67,32% de la surface totale.

- La condition n'est pas vérifiée, la surface totale des semelles filantes dépasse les 50% de la surface de bâtiment donc on opte pour **un radier**.

VII.3.2. Radier général

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Un radier présente les avantages suivants :

- Rigide sur plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

- Convient mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

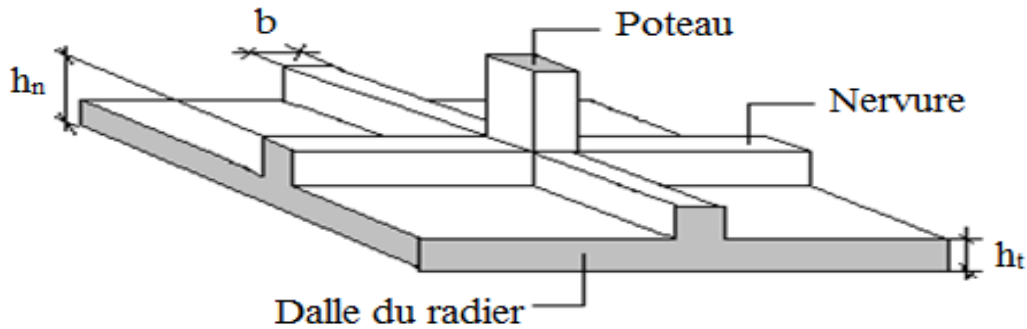


Figure VII.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VII.3.2.1. Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

- S_{rad} : Surface en plan du radier : $S = \sum S_i = 380,99 \text{ m}^2$
- $S_{débr}$: Surface du débord (0,50 m ajouté sur tous le périmètre) : $S_{débr} = 35,63 \text{ m}^2$
- $S_b = S_{rad} + S_{débr} = 416,62 \text{ m}^2$
- $\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

$N_{ser} = 71493,56 \text{ Kn}$

Pour : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

On trouve : $S_{nec} \geq 357,47 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment $S_b = 416,62 \text{ m}^2$

Calcul du rapport : $\frac{S_{nécessaire}}{S_{batiment}} = \frac{357,47}{416,62} = 85,8 \% > 50\%$

Donc la surface totale du radier est : $S_{totale} = 416,62 \text{ m}^2$

VII.3.2.2. Pré dimensionnement du radier

➤ Selon la condition d'épaisseur minimale

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

a. Dalle du radier

La dalle de radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d = \frac{L_{max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{410}{20} = 20.5 \text{ cm, soit } h_d = 25 \text{ cm}$$

b. La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$\frac{L_{max}}{10} \geq h_{n1} \geq \frac{L_{max}}{15} \rightarrow 41 \text{ cm} \geq h_{n1} \geq 27.33 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h_{n1} = 40 \text{ cm}$$

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

b_n : la largeur égale à :

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$$

$$0.4 (65) \leq b_n \leq 0.7 (65)$$

$$26 \leq b_n \leq 45,5 ; \text{ Soit } b_n = 45 \text{ cm}$$

➤ **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = 4 \sqrt{\frac{4 \times EI}{K \times b}} > \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

$$I : \text{Inertie de la section transversale du radier} \left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$$

E : le module de Young ; $E = 20000$. MPa.

K : On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 0,5$ (kg/cm^3) → pour un très mauvais sol.
- $K = 4$ (kg/cm^3) → pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12$ (kg/cm^3) → pour un très bon sol.

On a choisi $K = 4$ (kg/cm^3) pour un sol de densité moyenne

L_{max} : la distance maximale entre deux poteaux successifs.

$$\rightarrow L_e = 2.9 \text{ m} > 2.61 \text{ m}$$

Le calcul est s'effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

E : le module de young; $E = 20000$. MPa, donc :

$$h_{n2} \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4100\right)^4 \times \frac{3 \times 0.04}{20000}} = 654.03 \text{ mm} = 65.4 \text{ cm}$$

On opte : $h_{n2} = 75 \text{ cm}$

➤ **Condition de poinçonnement [11]**

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0,045 \times U_u \times h_{N3} \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 5308$ kN)
- U_c : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ($U_c = 2[(a+b) + 2h]$)
- a, b : Dimensions du poteau du sous-sol (80×80).

$$N_u \leq 0,045 \times (4a+4h) \times h_{N3} \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$5308 \leq 0,045 \times (4 \times 80 + 4 \times 65) \times h_{N3} \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5}$$

$$h_{N3} \geq \frac{0,045 \times (4 \times 800 + 4 \times 650) \times \frac{25 \times 10^3}{1.5}}{5308} \Rightarrow h_{n3} \geq 81.95 \text{ cm} \quad \text{On opte : } h_{n3} = 85 \text{ cm}$$

➤ **Condition de cisaillement**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec : $T_u = \frac{q L}{2}$; $q = \frac{N_u}{S_{radier}} \times 1\text{ml}$

$N_u = N_{u1}$ (superstructure)

On a :

- $N_u = 173080$ KN
- $S_{radier} = 416.62$ m²
- $L_{\text{max}} = 4,10$ m
- $b = 0,70$ m

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{q \times L}{2 \times b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1\text{ml}}{2 \times S_{radier} \times b \times d} = \frac{N_u \times L}{2 \times S_{radier} \times b \times (0.9 \times h)} \leq \bar{\tau} \\ h \geq \frac{N_u \times L \times 1\text{ml}}{2 \times S_{radier} \times b \times (0.9 \times \bar{\tau})} = \frac{173080 \times 4.1 \times 1}{2 \times 416.62 \times 0.7 \times (0.9 \times 2.5 \times 10^3)} = 0.54 \text{ m} = 54 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$h_{n4} \geq 54 \text{ cm} \rightarrow$ on opte : $h_{n4} = 60 \text{ cm}$

D'où : $h_N \geq \max(h_{n1}; h_{n2}; h_{n3}; h_{n4})$ donc on prend : $h_{n3} = 85 \text{ cm}$

Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier.

$h_d = 25 \text{ cm} \rightarrow$ hauteur de la dalle du radier

$b_n=45$ cm → Largeur de la nervure

$h_n=85$ cm → hauteur de la nervure

VII.3.2.3. Caractéristiques géométriques du radier

➤ **Position du centre de gravité**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

$$\begin{cases} X_G = 14.3182 \text{ m} \\ Y_G = 6.7037 \text{ m} \end{cases}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ **Moments d'inertie**

$$\begin{cases} I_{xx} = 5751.36 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 26237.27 \text{ m}^4 \end{cases}$$

a. Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement [6]

On doit vérifier que :

$$e = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4} \Rightarrow N = N_1 + N_2$$

Avec :

$$\begin{cases} N: \text{Charge verticale permanente} \\ N_2: \text{Poids propre du radier.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_1 = 73245 \text{ KN} \\ N_2 = \rho_b \times S \times h = 25 \times 380.99 \times 0,25 = 2381.187 \text{ kN} \\ N = 75626.187 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_r = \sum M_0 + V_0 h [..]$$

Avec :

$$\begin{cases} M_r: \text{Moment de renversement dû aux forces sismique} \\ M_0: \text{Moment à la base de la structure d'après } \mathbf{ROBOT} \\ V_0: \text{L'effort tranchant à la base de la structure d'après } \mathbf{ROBOT} \\ h: \text{Profondeur de l'ouvrage de la structure } (h = 6.12\text{m}) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 68663.66 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 97500.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{0x} = 8415.662 \text{ KN} \\ V_{0y} = 7402.353 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau VII.2 : Résultats de calcul de la stabilité du radier.

N (kN)	M_{rx} (kN.m)	M_{ry} (kN.m)	e_x (m)	e_y (m)	B_x/4	B_y/4	Remarque
75626.187	120167.511	142802.420	1.589	1.888			Vérifiée

Nous remarquons que le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est inférieur à B/4, donc notre structure est stable dans les deux sens

➤ **Calcul des contraintes**

Les contraintes du sol sont données par : $N_{ser} = \sum N_{ser(super\ structure)} = 71493.56\text{kN}$

➤ **Sollicitation du premier genre**

À l'ELS :
$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{71493.56}{416.62} = 171.604\text{KN/m}^2 \\ \sigma_{ser} = 171.604 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{sol} = 200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \Rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ **Sollicitation du second genre**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Sen X_X

Sen Y_Y

Avec :
$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_{0x}Y_G}{I_{xx}} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_{0x}Y_G}{I_{xx}} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_{0y}X_G}{I_{yy}} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_{0y}X_G}{I_{yy}} \end{array} \right.$$

On vérifier que

- σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33\sigma_{sol}$

• **ELU :**

- $N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 173080 \text{ kN}$
- M : le moment de renversement.
- $\sigma_{sol} = 200\text{kN/m}^2$
- $S_{rad} = 416.62$

Tableau VII.3: Contraintes sous le radier à l'ELU.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	295.486	215.438	275.474
Sens y-y	268.646	162.230	242.042
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

• **ELS :**

- $N_{ser} = 71493.56$ kN
- M : le moment de renversement.
- $\sigma_{sol} = 200$ kN/m²

Tableau VII.4: Contraintes sous le radier à l'ELS.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	251.637	171.604	231.629
Sens y-y	224.811	118.396	198.207
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

Nous remarquons :

- ELU : Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement
- ELS : Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

b. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

- **ELU :** $\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 275.474$ kN/m²
- **ELS :** $\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 231.629$ kN/m²

VII.4. Ferrailage de la dalle du radier

VII.4.1. Détermination des efforts

- Si : $0,4 < L_x / L_y \leq 1,0$. La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times L_x^2 & \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.} \\ M_y = \mu_y \times q \times L_y^2 & \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.} \end{cases}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ Panneau de rive

- Moment en travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y \end{cases}$$

- Moment sur appui

$$\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0.85 \times M_x \text{ (appui de rive).} \\ M_{ay} = M_{ax} = 0.85 \times M_y \text{ (autre appui).} \end{cases}$$

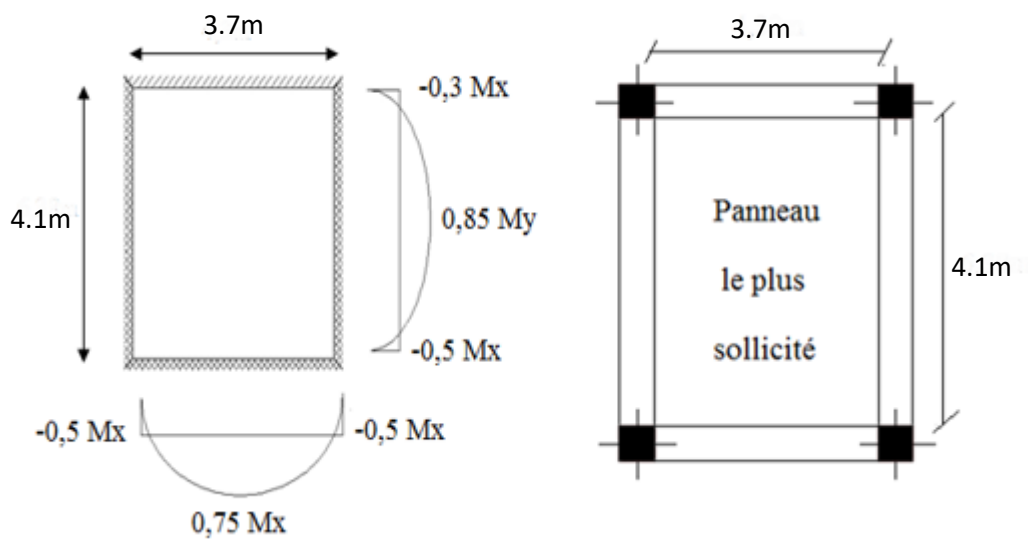


Figure VII.4 : Le panneau le plus sollicité.

➤ Panneau intermédiaire

- Moment en travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_x \\ M_{ty} = 0.75 M_y \end{cases}$$

- Moment sur appuis

➔ $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

- Si $L_x / L_y < 0,4$; La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: $M_t = 0,85 M_0$
- Moment sur appuis : $M_a = 0,5 M_0$

Avec : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

➤ **Valeur de la pression sous radier**

- **ELU**

$$q_u = \sigma_u \cdot 1\text{m} = 275.474 \text{KN/m}$$

- **ELS**

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \cdot 1\text{m} = 231.629 \text{KN/m}$$

➤ **Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0,2)**

On a le rapport des panneaux $0,4 < L_x/L_y < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.5: Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
3.7	4.1	0.90	0.0381	0.953	275.474	143.684	107.763	136.93	102.70	71.742

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0.0381 \times 275.474 \times 3.7^2 = 143.684$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.953 \times 143.684 = 136.93$$

➤ **Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2)**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.6: Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_s (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
3.7	4.1	0.90	0.0456	0.968	231.629	144.60	108.45	139.98	104.99	72.30

VII.4.2. Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{c28} = 25 \text{MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{MPa} ; \sigma_{bc} = 14,2 \text{MPa} ; f_e = 400 \text{MPa} ; \sigma_s = 348 \text{MPa} ; b = 100 \text{cm} ; h = 25 \text{cm}$$

$$d = 0,9h = 22.5 \text{cm} ; \text{fissuration préjudiciable}$$

➤ **Section minimale :**

Sen x-x : $A_{s(\min)} = 0.06\% \times b \times h = 1.5\text{cm}^2$

Sen y-y : $A_{s(\min)} = 1.2 \times (A_{\min \text{ suivant } x - x}) = 1.8\text{cm}^2$

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times \sigma_{bc} \times d^2}$$

$$A_s^{\text{cal}} = \frac{M_a}{\alpha \times d \times \sigma_s}$$

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times \sigma_{bc} \times d^2}$$

$$A_s^{\text{cal}} = \frac{M_t}{\alpha \times d \times \sigma_s}$$

Tableau VII.7: Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M _u (kN.m)	μ _u	α	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s (min)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t
Travée	x-x	107.763	0.15	0.193	71.31	1.8	15T25	73.63	10
	y-y	102.7	0.146	0.160	75.47	1.5	16T25	78.54	20
Appui	x-x	71.742	0.101	0.138	90.72	1.8	12T32	96.51	8
	y-y					1.5			

❖ **Espacement**

$$\begin{cases} S_{tx} = \min(2h; 25\text{cm}) = \min(50; 25) = 25\text{cm} ; \text{ Pour les } A_s \text{ parallèle à } L_x \\ S_{ty} = \min(3h; 33\text{cm}) = \min(75; 33) = 33\text{cm} ; \text{ Pour les } A_s \text{ parallèle à } L_y \end{cases}$$

• **Sens x-x**

$$S_{tx} = \frac{100}{15} = 6.66\text{cm} < 25\text{cm}$$

On opte pour $S_{tx} = 10\text{ cm}$

• **Sens y-y**

$$S_{ty} = \frac{100}{16} = 6.25\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte pour $S_{ty} = 20\text{ cm}$

VII.4.3. Vérifications nécessaires

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{s \min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 2.7 \text{ cm}^2 \leq A_{s \text{ adopté}} = 96.51 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

VII.4.3.1. Vérification des contraintes tangentielle du béton

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow T_u = \frac{q_u \times L}{2} = 342.534 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{342.534 \times 10^3}{1000 \times 225} = 1.52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

VII.5. Ferrailage des nervures

VII.5.1. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

{ En travée : 0.85M0
 { En appuis : 0.50M0

VII.5.2. Calcul des armatures

Les données : b = 45cm ; h = 85cm ; d = 99cm ;

➤ **Sens porteur (y-y)**

L = 4.1m ; P = 275.474 kN/ml ;

Tableau VII.8 : Ferrailage des nervures sens (y-y)

	M_u (kNm)	μ	α	Z	A_s^{cal} (cm²)	Choix	A_s^{adp} (cm²)	St
Travée	1343,2	0,078	0,154	91,37	41,95	10T25	49,27	9
Appuis	799,84	0,059	0,084	92,68	24,32	6T25	29,61	9

➤ Sens non porteur (x-x)

$L = 3.7\text{m}$; $P = 275.474\text{ kN/ml}$;

Tableau VII.9 : Ferrailage des nervures sens (x-x)

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	St (cm)
Travée	1343,2	0,074	0,090	91,37	41,95	10T25	49,27	9
Appuis	799,84	0,052	0,046	92,68	24,32	6T25	29,61	9

VII.6. Conclusion

L'étude géotechnique du sol est une étape importante pour la réalisation d'une bonne fondation, elle permet de connaître les caractéristiques du sol, ce qui a un impact conséquent sur le type de fondations. Nos données nous a permis de choisir le radier général comme type de fondations convenable, le radier a été calculé comme un plancher renversé

Conclusion Générale

Notre mémoire traitait de l'étude d'un bâtiment en charpente métallique de R+10 à usage d'habitation à Alger.

La construction en charpente métallique commence à être exploitée récemment, le projet que nous avons effectué nous a permis de mieux cerner les aspects d'une telle construction, avoir une approche réelle des dispositions constructives, notamment la notion d'ossature muni d'un ascenseur.

Le bâtiment est un R+10, ses dimensions l'exposent face à différents phénomènes. Une vérification de la neige et du vent est donc établit. Un effet vibratoire produit par le vent combiné aux actions sismiques peut s'avérer catastrophique pour une telle structure, de ce fait on a vérifié la résistance de la structure à tous ces phénomènes.

Les vérifications des éléments face aux différents phénomènes d'instabilités, celle des assemblages, ainsi que le calcul des fondations nous ont permis de mieux s'intégrer dans le domaine du génie civil. Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel « **ROBOT** »

REFERENCE

[1] : DTR.c.2.2 (charges et surcharges)

[2] : Tableaux des profilés laminés

[3] : Ercd3 EN1993

[4] : Ercd4 EN1994

[5] : Cour charpente métallique 2, Mr SETHI

[6] : RPA99.2003

[7] : BAEL, D.T.U, Modifie99

[8] : RNV

[9] : DTR.B2.4.4

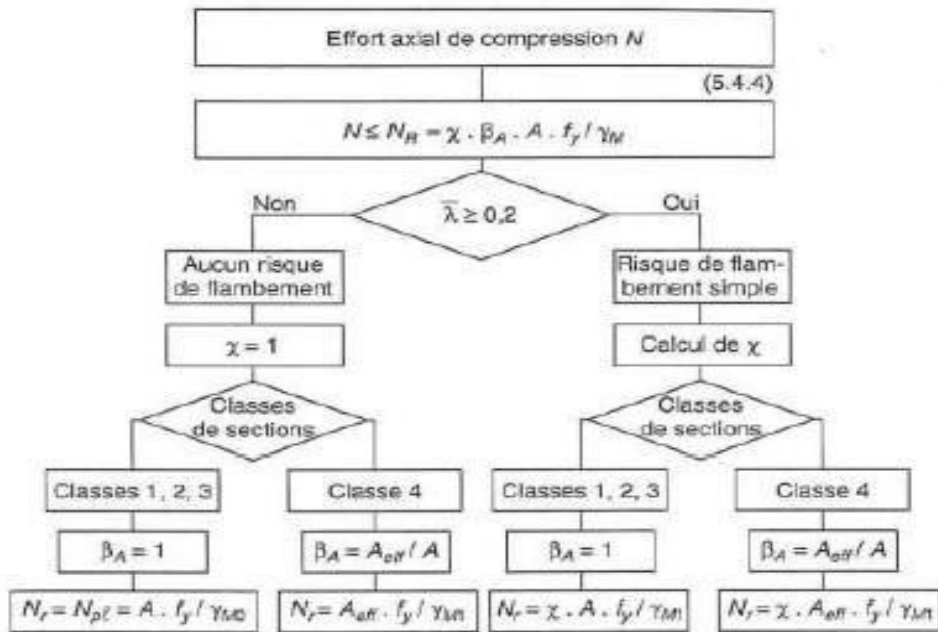
[10] : TD M^{me} BADISSE

[11] : BAEL99, C.B.A

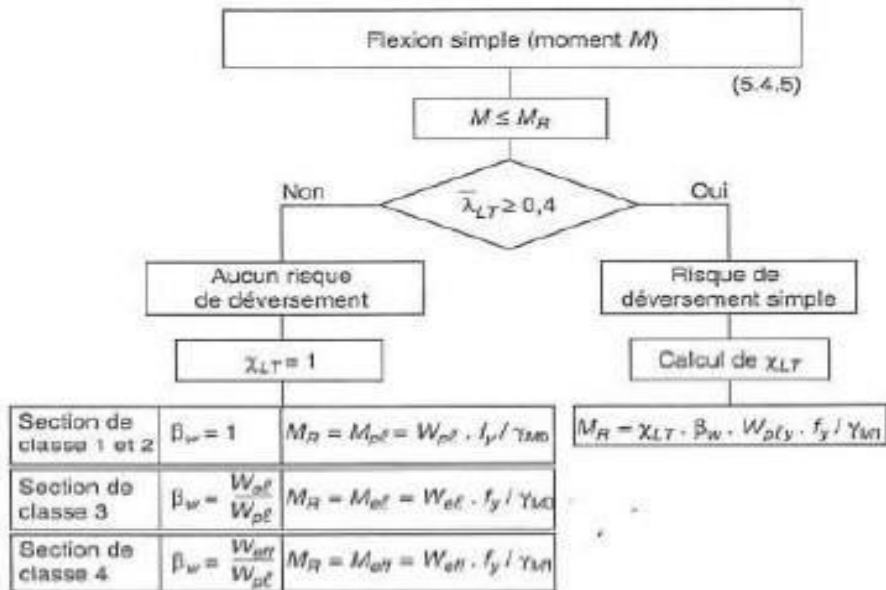
[12] : ROBOT

Annexes

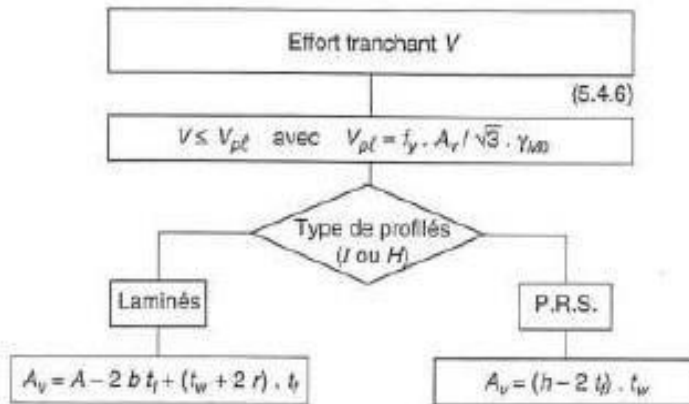
Annexes 1



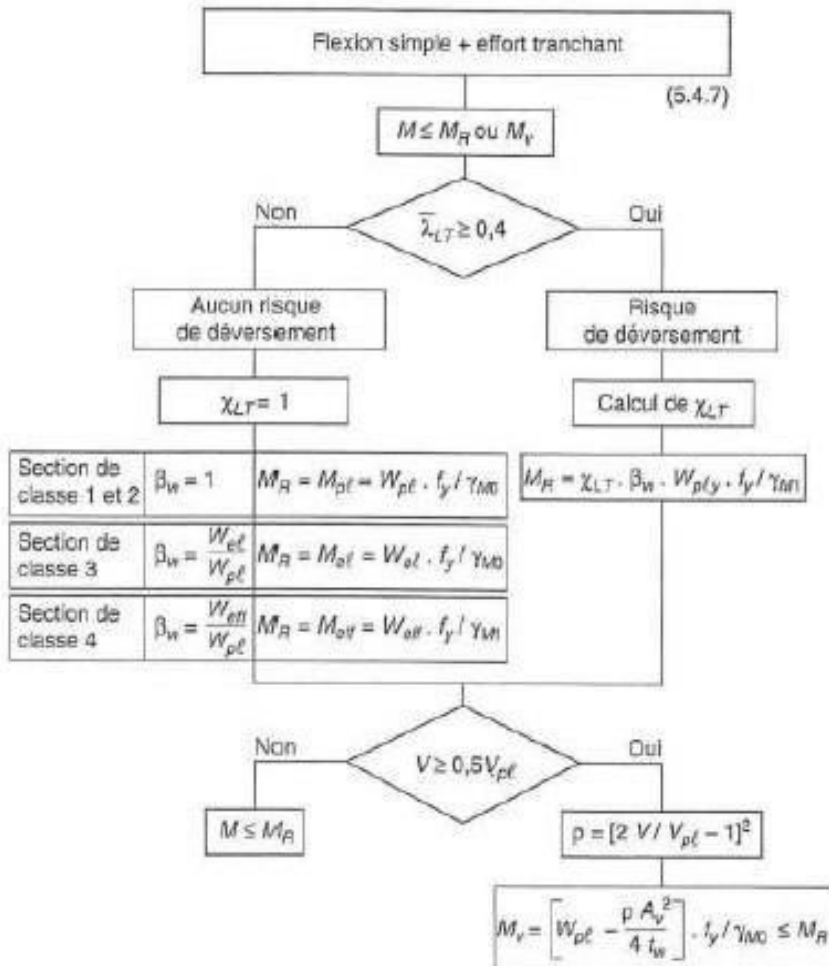
- Figure 112 -



Annexes 3




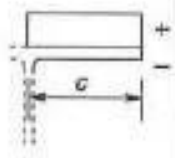
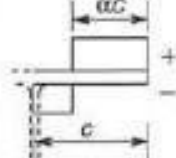
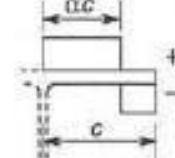
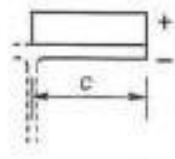
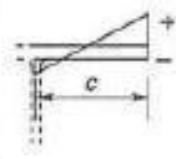
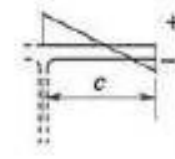
- Figure 113-B -



Annexes 4

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées				
Âmes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)				
Classe	Âme fléchie	Âme comprimée	Âme en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33 \psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 82 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81

Annexes 5

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées				
Parois internes de semelles en console :				
				
		Sections laminées	Sections soudées	
Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée	
			bord comprimé	bord tendu
				
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	Laminées	$c / t_f \leq 10 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{10}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
	Soudées	$c / t_f \leq 9 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{9}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
2	Laminées	$c / t_f \leq 11 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{11}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
	Soudées	$c / t_f \leq 10 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{10}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
				
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	Laminées	$c / t_f \leq 15 \varepsilon$	$c / t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_G}$	
	Soudées	$c / t_f \leq 14 \varepsilon$	$c / t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_G}$	
		Pour k_G voir tableau 5.3.3		
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81

Annexes 6

Désignation Designation Bezeichnung	Technical description / description technique / Beschreibung									Classification EN 1993-1-1: 2005		
	G kg/m	axe y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v		I_{yz} cm ⁴	Pure compression		
$I_y = I_z$ cm ⁴		$W_{ay} = W_{az}$ cm ³	$i_y = i_z$ cm	I_u cm ⁴	i_u cm	I_v cm ⁴	i_v cm	S355		S420	S460	
L 100 x 100 x 12	17,8	206,7	29,12	3,02	327,9	3,80	85,44	1,94	-121,3	1	1	4
L 100 x 100 x 10	15,0	176,7	24,62	3,04	280,7	3,83	72,66	1,95	-104,0	4	4	4
L 100 x 100 x 8	12,2	144,8	19,94	3,06	230,2	3,85	59,49	1,96	-85,35	4	4	4
L 100 x 100 x 7	10,7	128,2	17,54	3,06	203,7	3,86	52,72	1,96	-75,48	4	4	4
L 90 x 90 x 11	14,7	137,6	21,57	2,71	218,3	3,42	56,94	1,74	-80,70	1	1	1
L 90 x 90 x 10	13,4	126,9	19,77	2,72	201,5	3,43	52,33	1,75	-74,59	1	4	4
L 90 x 90 x 9	12,2	115,8	17,93	2,73	184,0	3,44	47,65	1,75	-68,19	4	4	4
L 90 x 90 x 8	10,9	104,4	16,05	2,74	165,9	3,46	42,89	1,76	-61,50	4	4	4
L 90 x 90 x 7	9,61	92,55	14,13	2,75	147,1	3,47	38,03	1,76	-54,52	4	4	4
L 90 x 90 x 6	8,3	80,72	12,26	2,77	128,3	3,49	33,16	1,77	-47,57	4	4	4
L 80 x 80 x 10	11,9	87,50	15,45	2,41	138,8	3,03	36,24	1,55	-51,27	1	1	1
L 80 x 80 x 8	9,63	72,25	12,58	2,43	114,8	3,06	29,72	1,56	-42,52	4	4	4
L 80 x 80 x 7	8,49	64,19	11,09	2,44	102,0	3,07	26,38	1,56	-37,81	4	4	4
L 80 x 80 x 6	7,34	55,82	9,57	2,44	88,69	3,08	22,96	1,57	-32,87	4	4	4
L 80 x 80 x 5	6,17	47,14	8,02	2,45	74,83	3,09	19,45	1,57	-27,69	4	4	4
L 75 x 75 x 10	11,1	71,43	13,52	2,25	113,2	2,83	29,68	1,45	-41,75	1	1	1
L 75 x 75 x 8	8,99	59,13	11,03	2,27	93,91	2,86	24,35	1,46	-34,78	4	4	4
L 75 x 75 x 7	7,93	52,61	9,74	2,28	83,6	2,88	21,62	1,46	-30,99	4	4	4
L 75 x 75 x 6	6,85	45,83	8,41	2,29	72,84	2,89	18,82	1,47	-27,01	4	4	4
L 75 x 75 x 5	5,76	38,77	7,06	2,30	61,59	2,90	15,96	1,47	-22,82	4	4	4
L 75 x 75 x 4	4,65	31,43	5,67	2,30	49,85	2,90	13,01	1,48	-18,42	4	4	4
L 60 x 60 x 8	7,09	29,15	6,89	1,80	46,19	2,26	12,11	1,16	-17,04	1	1	1
L 60 x 60 x 6	5,42	22,79	5,29	1,82	36,2	2,29	9,38	1,17	-13,41	4	4	4
L 60 x 60 x 5	4,57	19,37	4,45	1,82	30,77	2,30	7,97	1,17	-11,40	4	4	4
L 60 x 60 x 4	3,7	15,78	3,58	1,83	25,04	2,31	6,51	1,18	-9,26	4	4	4
L 50 x 50 x 6	4,47	12,84	3,61	1,50	20,37	1,89	5,31	0,97	-7,53	1	1	4
L 50 x 50 x 5	3,77	10,96	3,05	1,51	17,41	1,90	4,52	0,97	-6,45	4	4	4
L 50 x 50 x 4	3,06	8,97	2,46	1,52	14,25	1,91	3,70	0,97	-5,28	4	4	4