

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة عبد القاييد - تلمس

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –
Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

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

En : Génie civil

Spécialité : Structures

Par : BELKADI Mouhssine & DJEDID Salah Eddine

Sujet

Etude d'un bâtiment à étages multiples(R+10) en structures métalliques contreventé : comparaison de l'application du RPA99 version 2003 et du nouveau RPA2024

Soutenu publiquement, le / 06 / 2025, devant le jury composé de :

M RAS abdelouahab	Professeur	Univ. Tlemcen	Président
M TABET-DERRAZ Moulay Idriss	Maitre de conférences B	Univ. Tlemcen	Directeur de mémoire
Mme MAHI Imene	Maitre de conférences B	Univ. Tlemcen	Examineur

Dédicace

Je dédie ce travail à :

**Mes chers parents qui m'ont soutenu
depuis mon plus jeune âge jusqu'à
aujourd'hui**

**À Mon petit frère (Khalil) et mes deux
sœurs (Hidayat et Fatima)**

**À mon ami et binôme DJEDID salah
eddine**

**Aux amis et aux camarades que nous
avons rencontrés tout au long de
notre parcours**

**À tous les enseignants qui ont participes
à notre formation**

BELKADI mouhssine

Dédicace

Je consacre ce travail à :

Mes chers parents qui m'ont soutenu depuis mon enfance jusqu'à ce jour

À mes frères Youcef, Imad et Abderrahmane

À mon ami et binôme BELKADI Mouhssine

Aux amis et camarades rencontrés tout au long de notre parcours

À tous les enseignants qui ont contribué à notre formation

DJEDID Salah Eddine.

REMERCIEMENT

Avant tout, nous adressons nos louanges à ALLAH, le Clément et le Miséricordieux, pour nous avoir accordé la force et le courage nécessaires à l'accomplissement de ce modeste travail.

*Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre précieux encadrant, **Dr. TABET-DERRAZ Moulay Idriss**, qui a toujours été présent pour nous apporter son aide. Sa générosité à nous guider et à nous fournir toutes les informations et conseils indispensables a été inestimable.*

*Nous exprimons notre sincère gratitude et nos respects aux membres du jury **Pr. RAS abdelouahab** et **Dr. MAHI Imène** pour avoir consacré du temps à l'examen des manuscrits.*

Nous tenons également à exprimer notre gratitude envers tous les enseignants qui ont participé à notre apprentissage.

Nous tenons également à exprimer notre reconnaissance à tous ceux qui nous ont soutenus et encouragés. Qu'ils reçoivent ici notre sincère gratitude.

**BELKADI MOUHSSINE et
DJEDID SALAH EDDINE**

Résumé

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment résidentiel en R+10, conçu avec une ossature métallique, situé dans la wilaya de Sidi Bel Abbès. L'objectif principal est de réaliser une analyse comparative du comportement sismique de cette structure selon les anciens et les nouveaux règlements parasismiques algériens : le RPA99 version 2003 et le RPA version 2024.

Dans un premier temps, une évaluation complète des charges permanentes et variables a été effectuée, incluant les surcharges d'exploitation ainsi que les actions climatiques telles que le vent, la neige et les effets de friction, conformément à la réglementation algérienne "RNV99 version 2013". Un prédimensionnement des éléments secondaires a ensuite été réalisé sur la base des recommandations du règlement de conception et de calcul des structures en acier, "CCM97".

L'analyse dynamique du comportement sismique de la structure a été menée à l'aide du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis**, permettant une comparaison entre les approches et exigences des deux versions du RPA. Cette étude permet de mettre en évidence les éventuelles différences d'impacts structurels entre les anciennes et nouvelles prescriptions.

Enfin, une optimisation du comportement global de la structure a été effectuée via modélisation numérique. Les sollicitations appliquées ont été analysées afin de procéder au calcul et au dimensionnement des éléments principaux et de leurs assemblages selon le "CCM97". La fondation, quant à elle, a été dimensionnée en se référant aux dispositions du "BAEL91".

Mots-clés : Constructions métalliques, planchers mixtes, Assemblages métalliques, études sismiques, Règlements parasismiques..

Abstract

This project focuses on the study of a 10-story residential building (R+10) with a steel frame structure, located in the Wilaya of Sidi Bel Abbès. The main objective is to carry out a comparative analysis of the seismic behavior of this structure based on the old and new Algerian seismic regulations: RPA99 version 2003 and RPA version 2024.

Initially, a comprehensive assessment of both permanent and variable loads was conducted, including live loads and climatic actions such as wind, snow, and friction effects, in accordance with the Algerian regulation "RNV99 version 2013". A preliminary design of secondary structural elements was then performed based on the recommendations of the Algerian steel structure design code "CCM97".

A dynamic analysis of the structure's seismic behavior was carried out using **Autodesk Robot Structural Analysis**, enabling a comparison between the methodologies and requirements of the two versions of the RPA. This study highlights the potential structural impact differences between the older and newer regulatory approaches.

Finally, the global structural performance was optimized through numerical modeling. The applied loads were analyzed to perform the design and sizing of the main structural elements and their connections according to "CCM97". The foundation design was carried out based on the guidelines provided in "BAEL91".

Keywords: Steel structures, composite floors, steel connections, seismic studies, Parasismiques codes.

الملخص

يركز هذا المشروع على دراسة مبنى سكني مكّون من عشرة طوابق (R+10) بهيكل معدني، يقع في ولاية سيدي بلعباس. الهدف الرئيسي من هذا المشروع هو إجراء تحليل مقارنة للسلوك الزلزالي لهذا الهيكل وفقاً للأنظمة الزلزالية الجزائرية القديمة والجديدة RPA99 إصدار 2003 و RPA إصدار 2024.

في البداية، تم تقييم الأحمال الدائمة والمتغيرة بشكل شامل، بما في ذلك الأحمال الاستغلالية والعوامل المناخية مثل الرياح، والثلوج، وتأثيرات الاحتكاك، وذلك وفقاً للتنظيم الجزائري RNV99 "إصدار 2013". بعد ذلك، تم إجراء تصميم أولي للعناصر الثانوية استناداً إلى توصيات نظام تصميم وحساب الهياكل المعدنية "CCM97"

تم إجراء تحليل ديناميكي لسلوك الهيكل تحت تأثير الزلازل باستخدام برنامج **Autodesk Robot Structural Analysis**، مما أتاح المقارنة بين النهجين والمتطلبات في النسختين القديمة والجديدة من كود RPA وقد ساعدت هذه الدراسة في إبراز الفروقات المحتملة في تأثيرات التصميم الإنشائي بين النظامين.

وفي المرحلة الأخيرة، تم تحسين الأداء العام للهيكل من خلال النمذجة الرقمية، حيث تم تحليل القوى المؤثرة لتصميم وتسليح العناصر الإنشائية الرئيسية والوصلات المعدنية حسب "CCM97"، في حين تم تصميم الأساسات بالاعتماد على كود "BAEL91".

الكلمات المفتاحية: الهياكل الفولاذية، البلاطات المركبة، الوصلات الفولاذية، الدراسات الزلزالية، للأنظمة الزلزالية.

TABLE DE MATIERE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : Généralité sur la conception de l’ouvrage	2
I.1. INTRODUCTION.....	3
I.2. PRESENTATION DE L’OUVRAGE.....	3
I.2.1. Données géométriques de l’ouvrage.....	4
I.2.2. Localisation et données concernant le site.....	4
I.3. REGLEMENTS UTILISÉS.....	5
I.4. LOGICIELSUTILISÉS.....	5
I.5. MATERIAUX.....	6
I.5.1 Acier de construction.....	6
I.5.2. Acier pour ferrailage.....	6
I.5.3. Le béton.....	6
CHAPITRE II : Evaluation des charges	7
II.1. INTRODUCTION.....	8
II.2. CHARGES PERMANENTES.....	8
II.2.1. Les planchers.....	8
II.2.2. Les cloisons.....	9
II.2.3. Les escaliers.....	9
II.2.4. L’acrotère.....	10
II.3. CHARGES D’EXPLOITATION.....	10
II.4. CHARGE CLIMATIQUE.....	11
II.4.1. Charge de neige.....	11
II.4.2. Charge du vent.....	11
II.5. CONCLUSION.....	26
CHAPITRE IV : Pré dimensionnement des éléments structuraux	27
III.1. INTRODUCTION.....	28
III.2. LES POUTRES.....	28
III.2.1. Les poutres principal.....	28
III.2.2. Les poutres secondaire.....	30
III.3. Les poteaux.....	32
III.4. Les consoles.....	35
CHAPITRE IV : Etude plancher mixte	40

IV.1. INTRODUCTION	41
IV.2. CALCUL PLANCHER MIXTE	41
IV.2.1. Phase de construction	41
IV.2.2. Phase final.....	43
IV.3 CALCUL DE L'ACROTÈRE.....	51
IV.3.1 Introduction.....	51
IV.3.2 Calcul au séisme.....	52
IV.3.3 Sollicitations agissant sur l'acrotère.....	52
IV.3.4 Ferrailage de l'acrotère.....	54
CHAPITRE V : Etude sismique	52
R.1 RPA99V2003.....	53
V.1. INTRODUCTION.....	53
V.2. PRINCIPE DE LA METHODE MODALE SPECTRALE.....	53
V.3. CRITERES DE CLASSIFICATION PAR LE RPA99V2003.....	53
V.4. ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE.....	53
V.4.1. Modélisation de la structure	53
V.4.2. Spectre de réponse de calcul	54
V.4.3. Analyse modale	55
V.5. VERIFICATION DE LA STRUCTURE	56
V.5.1. Vérification de la période fondamentale de la structure	56
V.5.2. Vérification de la force sismique à la base.....	58
V.5.3. Vérification des déplacements.....	59
R.2 RPA 2024.....	61
CHAPITRE VI : dimensionnement des éléments structuraux et secondaires.....	74
VI.1. INTRODUCTION	75
VI.2. DIMENSIONNEMENT DES POUTRES	75
VI.2.1. Poutre principale terrasse.....	75
VI.2.2. Poutre pour étage courant.....	76
VI.2.3. Poutre secondaire	77
VI.2.4. Poutre de console	77
VI.3. DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.....	78
VI.3.1. Tronçon du RDC au 3 ^{ème} étage.....	78
VI.4. DIMENSIONNEMENT DES CONTREVENTEMENTS.....	82
VI.4.1. Contreventement en X.....	75
VI.5. DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS	83
VI.5.1. Le nombre de marches (m)	84

VI.5.2. Longueur de la volée (L_v).....	84
VI.5.3. Dimensionnement des éléments porteurs.....	84
CHAPITRE VII : Etude des assemblages.....	89
VII.1. INTRODUCTION.....	90
VII.2. ROLE DES ASSEMBLAGES.....	90
VII.3. CALCUL DES ASSEMBLAGES.....	90
VII.3.1. Assemblage poteau – poutre (HEA 320 – IPE 240).....	90
VII.3.2. Assemblage poteau – poutre secondaire (HEA 260 – IPE 200).....	95
VII.3.3. Assemblage poutre – solive (IPE 240 – IPE 120).....	96
VII.3.4. Assemblage poteau – poteau (HEA 450 – HEA 450).....	98
VII.3.5. Assemblage des contreventements.....	101
CHAPITRE VIII : Etude de l’infrastructure	103
VIII.1. INTRODUCTION.....	104
VIII.2. CHOIX DE TYPE DE FONDATION.....	104
VIII.3. LE RAPPORT GEOTECHNIQUE.....	104
VIII.3.1. Aperçu géologique du site.....	104
VIII.3.2. caractéristique géotechnique.....	104
VIII.3.3. Recommandations.....	104
VIII.4. PIED DE POTEAU.....	105
VIII.5. CALCUL DES FONDATIONS.....	110
VIII.6. CALCULE DES LONGRINES.....	115
VIII.7. CONCLUSION.....	117
CONCLUSION GENERAL.....	118
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	119
ANNEXES.....	120
ANNEXE A : Modélisation.....	121
ANNEXE B : Etude plancher mixte.....	124
ANNEXE C : Etude des assemblages.....	125
ANNEXE D : Rapport géotechnique.....	129
ANNEXE E: Plans architecturaux.....	130

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Généralité sur la conception de l'ouvrage

Figure I.1. La façade principal	3
Figure I.2. Model de bâtiment avec robot	4
FigureI.3 localisation de site de projet	5
FigureI.4 carte zonage RPA99v2003	5
FigureI.5 carte zonage RPZ 2024	5

Chapitre II : Evaluation des charges

Figure II.1. Plancher étage courant.	8
Figure II.2. Plancher terrasse inaccessible.	9
Figure II.3. Les cloisons.	9
Figure II.4. Composition de la marche.	10
Figure II.5. Schéma de l'acrotère.	10
Figure II.6. Vent sur les quatre côtés de la structure.	12
Figure II.7. Hauteur de référence.	14
Figure II.8. Model simplifié de la structure.	17
Figure II.9. Division de la paroi verticale selon le chargement du vent.	18
Figure II.10. Valeurs de $C_{pe,10}$ sur les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).	18
Figure II.11. Hauteur de la structure avec l'acrotère.	19
Figure II.12. Valeurs de $C_{pe,10}$ sur les zones de la toiture (direction V1, V3).	19
Figure II.13. Division de la paroi verticale selon le chargement du vent.	20
Figure II.14. Valeurs de $C_{pe,10}$ sur les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).	20
Figure II.15. Valeurs de $C_{pe,10}$ sur les zones de la toiture (direction V2, V4).	21
Figure II.16. Pression du vent (V1, V3) sur A' et B'.	23
Figure II.17. Pression du vent (V1, V3) sur D, E, F, G, H et I.	23
Figure II.18. Pression du vent (V2, V4) sur A, B et C .	25
Figure II.19. Pression du vent (V2, V4) sur D, E, F, G, H et I.	25

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Figure III.1. sollicitation et flèche dans les poutres	28
Figure III.2. schéma statique de poteaux	32
Figure III.3. schéma des sections	32
Figure III.4. schema statique de console	35

Chapitre IV : Etude Plancher Mixte

Figure IV.1. Plancher mixte acier-béton.	38
Figure IV.2. Dimensions de la tôle nervurée.	38
Figure IV.3. Diagramme de moment fléchissant de la tôle profilée.	39
Figure IV.4. Flèches de la tôle profilée.	39
Figure IV.5. Largeur efficace de la dalle.	40

Figure IV.6. Goujons à tête soudée avec le profilé.	43
Figure IV.7. Les dimensions d'un connecteur.	43
Figure IV.8. Dimension de la tôle profilée et connecteur.	44
Figure IV.9. Espacement entre connecteurs.	45
Figure IV.10. Schéma statique de l'acrotère.	48
Figure IV 11 photo de l'acrotère	48
Figure IV.12. Charges sur l'acrotère.	49
Figure IV.13. Disposition des armatures dans l'acrotère.	51
Chapitre V : Etude Sismique	
Figure V.1. Modèle de la structure en 3D.	54
Figure V.2. Spectre de réponse suivant X.	55
Figure V.3. Spectre de réponse suivant Y.	55
Figure V.4. Les 3 premiers modes de vibration lors du séisme.	56
Figure de RPA2024 a partir de page 62	62
Chapitre VI : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires	
Figure VI.1. Escaliers a volées droites avec paliers intermédiaires.	83
Figure VI.2. Descente des charges sur l'escalier.	86
Figure VI.3. Charge équivalente.	87
Chapitre VII : Etude des assemblages	
Figure VII.1. Assemblage poteau-poutre.	90
Figure VII.2. Assemblage poteau-poutre secondaire.	95
Figure VII.3. Assemblage poutre-solive.	96
Figure VII.4. Assemblage poteau-poteau a section égale et section différente.	98
Figure VII.5. Assemblage contreventement X.	101
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure	
Figure VIII.1. Assemblage pied de poteau.	105
Figure VIII.2. Tronçon en T des semelles et de lame	106
Figure VIII.3. Aire efficace de tronçon T	107
Figure VIII.4. Semelle filante	110
Figure VIII.5. ferrailage de la semelle filante	115
Figure VIII.6. ferrailage des longrines	117

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II : Evaluation des charges

Tableau II.1. Calcul de coefficient dynamique.	13
Tableau II.2. Valeurs du coefficient de rugosité sur V1, V3.	15
Tableau II.3. Valeurs du coefficient de rugosité sur V2, V4.	15
Tableau II.4. Valeurs de l'intensité de turbulence sur V1, V3.	16
Tableau II.5. Valeurs de l'intensité de turbulence sur V2, V4.	16
Tableau II.6. Valeurs du coefficient d'exposition sur V1, V3.	16
Tableau II.7. Valeurs du coefficient d'exposition sur V2, V4.	16
Tableau II.8. Valeurs de la pression dynamique sur V1, V3.	16
Tableau II.9. Valeurs de la pression dynamique sur V2, V4.	18
Tableau II.10. Valeurs de $C_{pe.10}$ suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).	19
Tableau II.11. Valeurs de $C_{pe.10}$ suivant les zones de la toiture (direction V1, V3).	20
Tableau II.12. Valeurs de $C_{pe.10}$ suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).	21
Tableau II.13. Valeurs de $C_{pe.10}$ suivant les zones de la toiture (direction V2, V4).	20
Tableau II.14. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).	22
Tableau II.15. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).	22
Tableau II.16. Valeurs de q_j suivant les zones de la toiture (direction V1, V3).	22
Tableau II.17. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).	24
Tableau II.18. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).	24
Tableau II.19. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).	24
Tableau II.20. Valeurs de q_j suivant les zones de la toiture (direction V2, V4).	24

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau III.1. chargement des plancher	28
Tableau III.2. caractéristiques IPE200	29
Tableau III.3. flèche de terrasse.et étage	29
Tableau III.4. Vérification des moment	30
Tableau III.5. Vérification des effort tranchant	30
Tableau III.6. Caractéristique du profilé IPE 120.	31
Tableau III.7. Vérification des moment et cisaillement.	31
Tableau III.8. Classements des types des poteaux	33
Tableau III.9. Caractéristique du profilés des poteaux.	33
Tableau III.10. Chargement des poteaux	33
Tableau III.11. Les résistances par les poteaux	34
Tableau III.12. Vérification des poteaux	34
Tableau III.13. Caractéristique du profilé IPE200.	35
Tableau III.14. Vérification des consoles	36

Chapitre V : Etude Sismique

Tableau V.1. Facteur de qualité suivant les deux sens.	55
Tableau V.2. Résultats des périodes et des masses cumules	56
Tableau V.3. le cas de période fondamentale	57
Tableau V.4. les forces sismiques suivant les deux sens	59
Tableau V.5. comparaison de V_{dy} avec $0.8V_s$	59
Tableau V.6. Déplacements suivant X	59
Tableau V.7. Déplacements suivant Y	60
Tableau V.8. Facteur de qualité Q_f selon RPA 2024	64
Tableau V.9. caractéristiques de spectre	64
Tableau V.10. coefficient d'accélération en fonction du groupe d'usage	65
Tableau V.11. résultats des périodes et des masses cumules	66
Tableau V.12. Résultats des excentricité	66
Tableau V.13. Vérification de cas de la période	67
Tableau V.14. les forces sismiques suivant les deux sens	69
Tableau V.15. comparaison de V_{dy} avec $0.8V_s$	69
Tableau V.16. Déplacements suivant X	70
Tableau V.17. Déplacements suivant Y	70
Tableau V.18. Tableau comparative entre RPA99V2003 et RPA 2024	71
Tableau V.19. Choix des profils avec justification	72

Chapitre VI : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

Tableau VI.1. Efforts et moments sollicitant sur les poteaux.	82
Tableau VI.2. Résistance des poteaux.	82

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Tableau VIII.1. Caractéristiques des boulons.	105
Tableau VIII.2. Paramètres de la résistance N_{jrd}	107
Tableau VIII.1. Contraintes exercées sur la soudure	108

LISTE DES NOTATIONS

Les charges

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

N : Surcharge climatique de la neige.

V : Surcharge climatique du vent.

Les caractéristiques d'un profiles en I ou H

b : la longueur de la semelle

d : la hauteur de l'âme.

h : Hauteur du profilé.

t_w : Epaisseur de l'âme de profile.

t_f : Epaisseur de la semelle de profile.

Majuscules latines

A : Section brute d'une pièce.

A_{net} : Section nette d'une pièce.

A_w : Section de l'âme.

A_v : Aire de cisaillement.

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

D : Déplacement de l'isolateur FPS

E : Module d'élasticité longitudinale.

F : Force en générale.

G : Module d'élasticité transversale.

I : Moment d'inertie.

K_0 : Coefficient de flambement.

K_t : Facteur de terrain.

K_p : La rigidité post-élastique de l'isolateur FPS

K_e : La rigidité élastique de l'isolateur FPS

K_v : La rigidité verticale de l'isolateur FPS
 K_{eff} : La rigidité effective de l'isolateur FPS
 M : Moment de flexion.
 M_{Sd} : Moment fléchissant sollicitant.
 M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
 M_{Pl} : Moment plastique.
 $M_{pl,Rd}$: Moment plastique résistant.
 $M_{b,Rd}$: Moment de la résistance au déversement.
 $N_{pl,Rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.
 $N_{b,Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.
 N_{Sd} : Effort normal sollicitant.
 $N_{t,Sd}$: Effort normale de traction.
 $N_{c,Sd}$: Effort normal de compression.
 $N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.
 R : Coefficient de comportement de la structure.
 T : La période propre
 V_{Sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.
 $V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.
 V_m : Vitesse moyenne du vent
 W_{pl} : Module de résistance plastique.
 W : Poids de la structure.

Minuscules latines

f : La flèche.
 f_y : Limite d'élasticité.
 h : Hauteur d'une pièce.
 L : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).
 L_f : Longueur de flambement.
 t : Épaisseur d'une pièce.
 Z : Hauteur au-dessus du sol.
 Z_0 : Paramètre de rugosité.
 Z_{eq} : Hauteur équivalente.
 $n_{l,x}$: Fréquence fondamentale de vibration dans la direction du vent

Minuscules grecques

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

β : L'amortissement effective de l'isolateur FPS

β_w : Facteur de corrélation.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier.

σ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

μ : coefficient de forme de la charge de neige.

δ : Décrément logarithmique d'amortissement

Indices

crit : Critique.

adm : admissible

eff : efficace.

fr : Frottement.

m : Moyenne.

réf : Référence.

max : Maximum.

min : Minimum.

corresp : Correspondante.

e : Externe.

i : Interne.

x : Sens x.

y : Sens y.

INTRODUCTION GENERALE

L'étude d'un bâtiment à étage en charpente métallique constitue une étape clé dans le domaine du génie civil et de la construction. Ce type de structure, largement utilisé pour les bâtiments industriels, commerciaux et résidentiels, se distingue par sa légèreté, sa résistance et sa rapidité de montage.

L'objectif principal de cette étude est de concevoir une structure à la fois économique, durable et conforme aux normes de sécurité. Elle s'appuie sur des considérations mécaniques, architecturales et environnementales pour garantir une exploitation optimale de l'espace tout en répondant aux besoins spécifiques du projet.

En pratique, cette analyse implique plusieurs étapes, notamment :

1. **Analyse des besoins** : Identification des contraintes d'utilisation, des charges (permanentes et variables) et des conditions climatiques (vent, neige, séisme).
2. **Choix des matériaux** : Le métal est privilégié pour ses propriétés mécaniques, notamment sa résistance élevée à la traction et sa capacité à supporter de lourdes charges.
3. **Modélisation et calculs** : Utilisation de logiciels de conception assistée par ordinateur (AutoCAD ou Robot Structural Analysis) pour dimensionner les éléments de la charpente et vérifier leur stabilité.
4. **Vérification par les normes** : Conformité aux réglementations locales et internationales, tel que le CCM97 pour les structures en acier.

Enfin, le recours à la charpente métallique offre une flexibilité architecturale qui permet de créer des espaces ouverts et modulables, répondant ainsi aux exigences de modernité et de fonctionnalité. Ce document se concentre sur l'ensemble des étapes nécessaires à la conception, au dimensionnement et à la réalisation d'un tel bâtiment, tout en prenant en compte les aspects économiques et environnementaux liés au projet.

CHAPITRE I :

*Présentation générale de
l'ouvrage*

I.1. INTRODUCTION

Aujourd'hui, les structures métalliques dans le domaine des bâtiments et des travaux publics "B.T.P" sont très développés. Les avantages vont de la recherche à l'assemblage sur le terrain, y compris le calcul, le dessin et la fabrication.

L'acier est un matériau qui offre le privilège de faciliter facilement les vitesses éprouvées avec assemblage et résistance. Cela fournit un acier ductile avec de longs porteurs effectuant en considération des efforts sismiques, par opposition aux passages en béton.

En raison des préoccupations concernant l'optimisation, les matériaux, les conceptions et les dimensions doivent être sélectionnés de manière appropriée, la définition de détails constructifs appropriés et des procédures de contrôle appropriées doivent être spécifiées pendant les étapes de production, de construction et opérationnelles.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Ce projet de fin d'études consiste à étudier la structure d'un bâtiment d'habitation (R+10) réalisé en charpente métallique, dont on va reprendre l'étude en charpente métallique.

Le projet est implanté dans la commune de Ras El Ma de la Wilaya de Sidi Belabess qui est classée comme zone I (faible sismicité) d'après les règles parasismiques algériennes – RPA99 v2003

Remarque : la wilaya de Sidi Belabess est divisée sur 4 zones de sismicité (I, II, III, IV) selon le RPA 2024

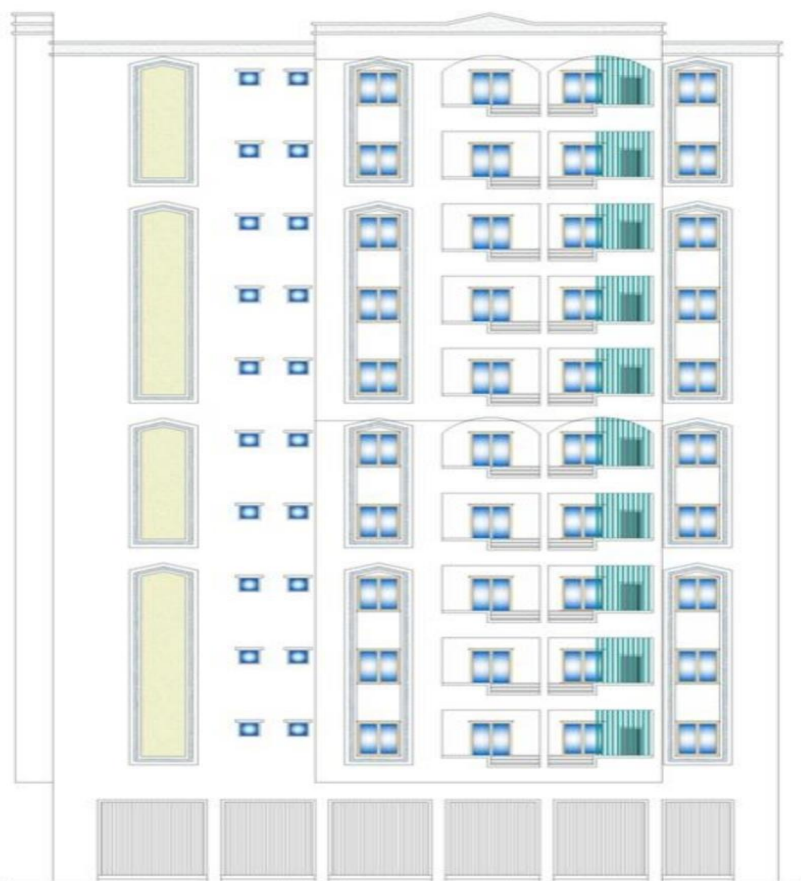


Figure I.1 La façade principale

- **Moyens de circulation :**
 - 1 ascenseurs de $2.6 \times 1.6 \text{ m}^2$
 - Escaliers de secours

I.2.1. Données géométriques de l'ouvrage

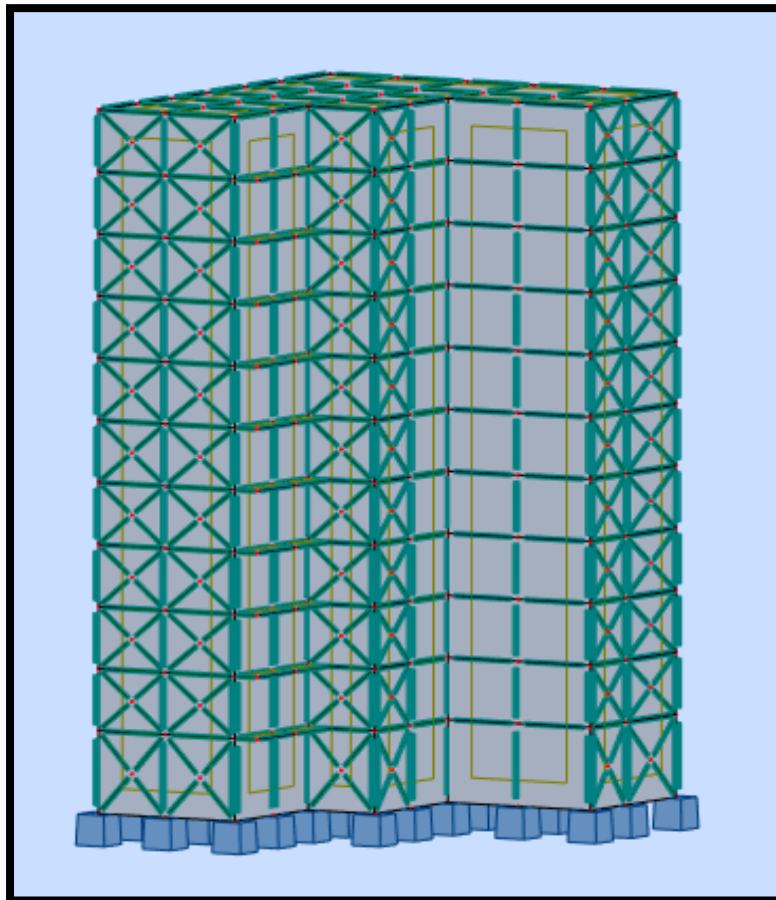


FIGURE.I.2.MODEL DE BATIMENT AVEC ROBOT

Les données géométriques de l'ouvrage sont données comme suit :

- Surface de bâtiment (avec les espaces) : 455.012 m^2
- Hauteur totale : $H = 34.68 \text{ m} + \text{l'acrotère } (0.6 \text{ m})$
- Hauteur de réz de chausse : $H = 4.08 \text{ m}$
- Hauteur des étages de 1ere a 10eme : $H = 3.06 \text{ m}$
- La largeur de bâtiment : $L1 = 20.45\text{m}$.
- La longueur de bâtiment : $L2 = 22.25\text{m}$.
- Type de la terrasse : Plate (inaccessible).

I.2.2. Localisation et données concernant le site

Le bâtiment se trouve dans la wilaya de Sidi Bel Abbes dont :

- Altitude : 483 m .
- Zone de neige par commune : Zone B.
- Zone du vent : Zone II.
- Zone sismique : Zone I (région de faible sismicité) selon RPA99V2003 et RPA2024
- Contrainte admissible du sol est de $\sigma_{\text{sol}} = 1,8 \text{ bars}$.



Figure I.3. Localisation du site du projet.

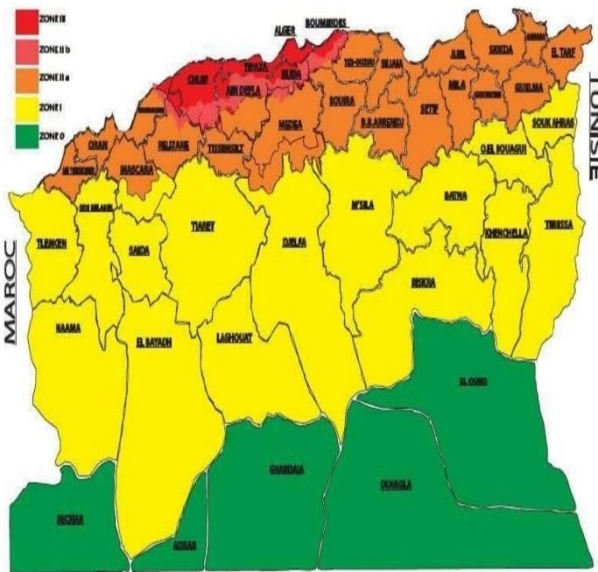


Figure 1.4 : carte zonage selon RPA99 v2003.

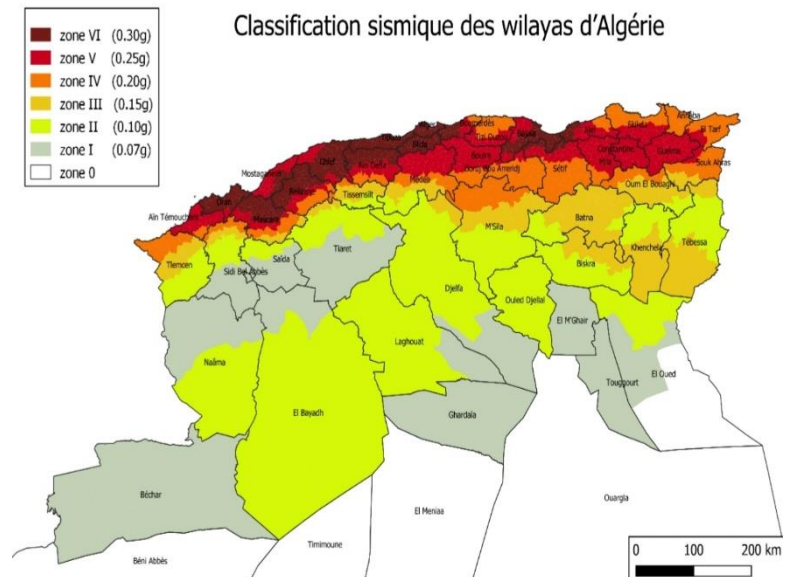


Figure 1.5 : carte zonage selon RPA2024

I.3. REGLEMENTS UTILISÉS

- CCM97 : Règles de calcul des constructions en acier.
- EUROCODE 4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.
- DTR C2.2 : Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation.
- RPA99V2003 : Règles parasismiques algériennes version 2003.
- RPA2024 : Règles parasismiques algériennes version 2024
- RNV-V2013 : Règles définissant les effets de la neige et du vent.

I.4. LOGICIELS UTILISÉS

- AUTODESK Auto CAD
- AUTODESK ROBOT

I.5. MATERIAUX

I.5.1 L'acier de construction.

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

I.5.2. Acier pour ferrailage

- Sollicitations sous actions normales :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa (RPA99V2003)} \quad \sigma = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ mPa (RPA2024)}.$$

- E.L.S :

$$\sigma_s = \frac{2}{3} f_e = 267 \text{ MPa}$$

- Sollicitations sous actions accidentelles :

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

I.5.3. Le béton

Il s'agit d'un matériau formé par l'association de ciment, de granulats et d'eau, chacun de ces éléments jouant un rôle dans la solidité du mélange. Ce matériau est privilégié en raison de sa capacité à résister à la compression, qui est supérieure à sa résistance à la traction.

Ces caractéristiques sont :

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25$ MPa
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1$ MPa
- Poids volumique : $\rho = 2500$ Kg/ m³

CHAPITRE II :

Evaluation des charges

II.1. INTRODUCTION

Ce chapitre contient des principes et des procédures généraux pour déterminer les différents frais d'action pour la structure. Ces charges sont définies par les opérations de charges permanentes (structures de transporteur et éléments de non-chargement) et des surfacturation (meubles, résident). De plus, tous les travaux sont requis par la surcharge climatique (neige, vent, température). Ce dernier affecte la stabilité des travaux. À cette fin, des recherches détaillées devraient être développées pour déterminer ces différentes actions..

II.2. CHARGES PERMANENTES

Les charges permanentes mentionnés par la lettre "G" représentent des charge qui restent constants dans le temps. Cela comprend le poids de la structure elle-même et d'autres composants de la structure, tels que le toit et la couverture. Ces informations sont fournies dans les documents techniques des documents réglementaires (DTR BC 2.2 charge permanents et charge.d'exploitation).

II.2.1. Les planchers

Le plancher sera en béton armé de 8 cm d'épaisseur, de type mixte collaborant, et sera soutenu par un coffrage perdu (HI-bond-55-750).

II.2.1.1. Plancher d'étage courant

- Dalle de compression en béton armé (ép = 8 cm).....200 daN/m²
- Revêtement plancher y compris mortier de pose.....120 daN/m²
- Lit de sable (ép = 2 cm)34 daN/ m²
- Tôle d'acier nervuré HI bond 55-750 (coffrage perdu) 10 daN/m²
- Faux plafond (ép = 2 cm)20 daN/m²
- Cloison de repartition (ép=10cm)100 daN/m²

G_{eta}=484 daN/m²=4.8Kn/m²

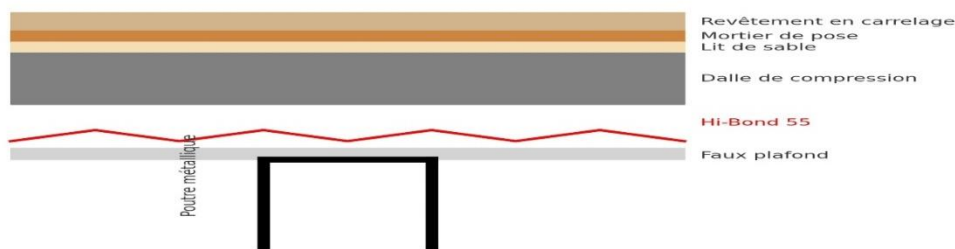


Figure II.1. Plancher étage courant.

II.2.1.2. Plancher de terrasse (inaccessible)

- Gravillon de protection..... 20 daN/m²
- Etanchéité multicouche (ép = 2 cm) 12 daN/m²
- Isolation thermique (blocs de liège : ep = 4cm) 16 daN/ m²
- Forme de pente (dalle flottante, ép = 10 cm) 220 daN/m²
- Dalle de compression (ép = 8 cm).....200 daN/m²

- Tôle d'acier nervuré HI bond55-750 (coffrage perdu) 10 daN/m²
- Faux plafond (ép = 2 cm) 20 daN/m²

G_{ter} = 498 daN/m² = 4.98 kn/m²

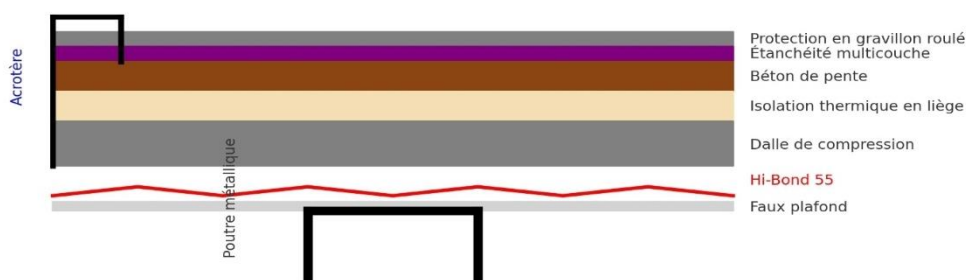
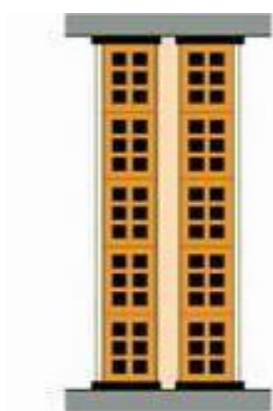


Figure II.2. Plancher terrasse inaccessible.

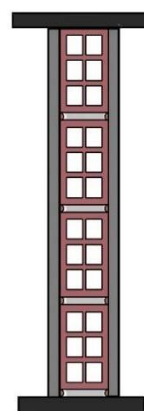
II.2.2. Les cloisons

- Cloison de répartition (ép = 10 cm) 100 daN/m²
- Cloison de façade en double parois (ép = 10 cm) 180 daN/m²
- Enduit en mortier 18 daN/m²
- Enduit plâtre 10 daN/m²

G_{cloison} = 308 daN/m² = 3.08 Kn/m²



Cloison de façade



Cloison de répartition

Figure II.3. Les cloisons.

II.2.3. Les escaliers

II.2.3.1. Volée

- Tôle striée (épaisseur 5mm) 45 daN/m²
- Mortier de repos (épaisseur 2cm) 36 daN/m²
- Revêtement carrelage (épaisseur 2cm) 40 daN/m²

G_{volée} = 121 daN/m² = 1.21 Kn/m²

II.2.3.2. Palier

- HI Bond 5510 daN/ m²
- Dalle en béton (épaisseur = 8cm) 200 daN/m²
- Mortier de repos (épaisseur = 2cm)36 daN/m²
- Revêtement carrelage (épaisseur = 2cm).....40 daN/m²

$G_{\text{palier}} = 286 \text{ daN/m}^2 = 2.86 \text{ Kn/m}^2$

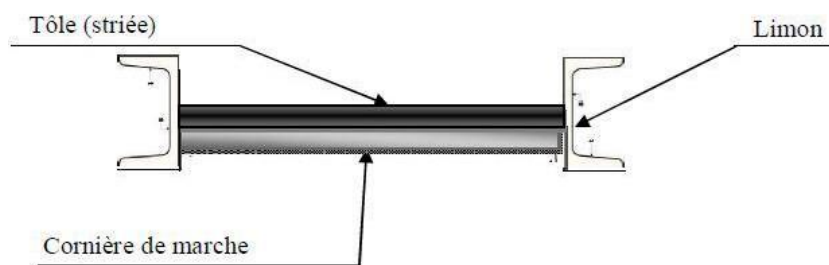


Figure II.4. Composition de la marche.

II.2.4. L'acrotère

Surface = $(0.02 \times 0.1) / 2 + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.069 \text{ m}^2$

- Le poids propre de l'acrotère (0.069×2500) **172.5 daN/ml**

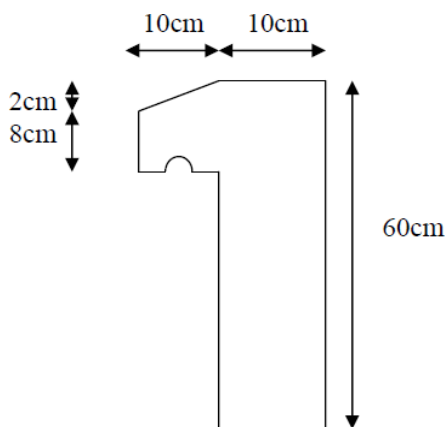


Figure II.5. Schéma de l'acrotère.

II.3. CHARGES D'EXPLOITATION

Les charges d'exploitation, désignées par la lettre « Q », se rapportent aux équipements et aux occupants de l'immeuble. À cet égard, des normes établissent les montants des charges en fonction de l'usage prévu de la construction, et ces normes sont stipulées dans le règlement technique (DTR BC 2.2 concernant les charges permanentes et les charges d'exploitation)

- Plancher terrasse inaccessible100 daN/m²
- Plancher étage courant150 daN/m²
- Plancher RDC(local comercial).....500 daN/m²
- Escalier 250 daN/m²
- Balcon350 daN/m²

II.4. CHARGE CLIMATIQUE

L'objectif de cette section est d'identifier les diverses sollicitations climatiques engendrées par les charges dues au vent et à la neige, qui influencent l'ensemble de la structure ainsi que ses différentes composantes. Cette analyse sera effectuée en accord avec le règlement neige et vent (RNV 99 version 2013)

II.4.1. Charge de neige

L'édition 2013, qui constitue la réglementation de RNV 99, concerne toutes les structures algériennes situées à une altitude inférieure à 2000 mètres. Les charges de neige spécifiques par unité de surface, dans la projection horizontale d'une surface soumise à l'accumulation de neige ou de toit, sont déterminées à l'aide de l'équation suivante :

$$S = \mu S_k \quad [\text{KN/m}^2]$$

- S_k Il s'agit de la charge de neige au sol, mentionnée au paragraphe 4 (RNV99 version 2013), qui dépend de l'altitude et de la zone de neige.
- μ est un coefficient d'ajustement des charges qui dépend de la configuration de la toiture, désigné sous le nom de coefficient de forme, comme indiqué au paragraphe 6 (RNV99 version 2013).

a. Charge de neige au sol (S_k)

Notre projet se trouve dans la wilaya de SIDI BEL ABBES, dans une région neigeuse, classée zone B, à une altitude d'environ 483 mètres..

$$S_k = \frac{0.04H + 10}{100} = \frac{(0.04 \times 483) + 10}{100} = 0.2932 \text{ KN/m}^2$$

b. Coefficient d'ajustement (μ)

Pour notre bâtiment l'inclinaison de la toiture est $\alpha = 0^\circ$. Et d'après le tableau 6.1. (RNV version 2013) on a : $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \rightarrow \mu = 0,8$

c. Charge de neige (S)

$$S = 0.8 \times 0.2932 = 0.234 \text{ KN/m}^2$$

$$S \approx 24 \text{ daN/m}^2$$

II.4.2. Charge du vent

L'impact du vent sur une structure est significatif et joue un rôle crucial dans la stabilité de bâtiment. Par conséquent, il est essentiel de réaliser une analyse détaillée pour identifier les diverses forces exercées par le vent, et ce, dans toutes les orientations envisageables.

Les forces du vent exercées sur les surfaces des murs dépendent de :

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

II.4.2.1. Données relatives au site

Le projet est localisé dans la wilaya de Sidi Bel Abbas, où:

- Zone de vent II : $q_{ref} = 43.5 \text{ daN/m}^2$
- Catégorie du terrain IV : $K_T = 0.234$; $Z_0 = 1 \text{ m}$; $Z_{min} = 10 \text{ m}$; $\varepsilon = 0.67$
- Nature du site : Plat $C_t = 1$

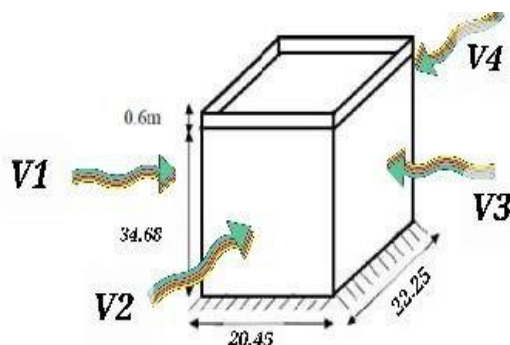
II.4.2.2. Détermination de la pression due au vent

Selon le RNV99 version 2013 la pression due au vent est calculée par la formule :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad [\text{daN/m}^2]$$

- C_d : le coefficient dynamique.
- q_{dyn} : la pression dynamique du vent calculée à la hauteur Z_j .
- C_{pe} : le coefficient pression extérieure.
- C_{pi} : le coefficient de pression intérieure.

Figure II.6. Vent sur les quatre côtés de la structure.



II.4.2.2.1. Coefficient dynamique (C_d)

Étant donné qu'il s'agit d'un bâtiment à ossature avec des murs, dont la hauteur h est inférieure à 100 m et équivaut à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction du vent, on peut considérer la valeur simplifiée et conservatrice $C_d = 1$ (voir chapitre 3 § 3.2).

Cependant pour montrer l'applicabilité de la procédure détaillée le tableau ci-dessous illustre les différentes étapes de calcul de coefficient C_d .

Paramètre	Formule analytique	Référence
$L_i(z_{eq})$	$L_i(z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{z}{200} \right)^5$	Cf. § 3.3.1 formule 3.3a
Q^2	$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \times \frac{(b+h)^{0.63}}{L_i(z_{eq})}}$	Cf. § 3.3.1 formule 3.2
$n_{1,x}$	$n_{1,x} = \frac{46}{h}$	Cf. § 3.3.4.2 formule 3.14
δ	$\delta = \delta_s + \delta_a \text{ avec } \delta_a = 0$	Cf. § 3.3.2 formule 3.9 tableau 3.1
$V_m(z_{eq})$	$V_m(z_{eq}) = C_r(z_{eq}) \times C_t(z_{eq}) \times V_{réf}$	Cf. annexe 2
N_x	$N_x = \frac{n_{1,x} \times L_i(z_{eq})}{\frac{V(z)}{m_{eq}}}$	Cf. § 3.3.2 formule 3.6
R_N	$R_N = \frac{6.8 \times N_x}{(1 + 10.2 \times N_x)^{5/3}}$	Cf. § 3.3.2 formule 3.5
η	$\eta_h = \frac{4.6 \times N_x \times h}{L_i(z_{eq})}$	Cf. § 3.3.2 formule 3.8a
	$\eta_b = \frac{4.6 \times N_x \times b}{L_i(z_{eq})}$	Cf. § 3.3.2 formule 3.8b
R_h	$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h} \right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2} \right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h})$	Cf. § 3.3.2 formule 3.7a
R_b	$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b} \right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2} \right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b})$	Cf. § 3.3.2 formule 3.7b
R^2	$R^2 = \frac{\pi^2}{R_b \times 2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times$	Cf. § 3.3.2 formule 3.4
v	$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0.08$	Cf. § 3.3.3 formule 3.12

G	$G = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}}$	Cf. § 3.3.3 formule 3.11
$I_v(z_{eq})$	$I_v(z_{eq}) = \frac{1}{C_t(z_{eq}) \times \ln\left(\frac{z_{eq}}{z_0}\right)}$ pour $z > z_{min}$	Cf. § 2.4.6 formule 2.5a
C_d	$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(z_{eq})}$	Cf. § 3.3 formule 3.1

Tableau II.1. Calcul de coefficient dynamique.

II.4.2.2.2. Pression dynamique (q_{dyn})

La pression dynamique q_{dyn} à la hauteur de référence z_e est exprimée par:

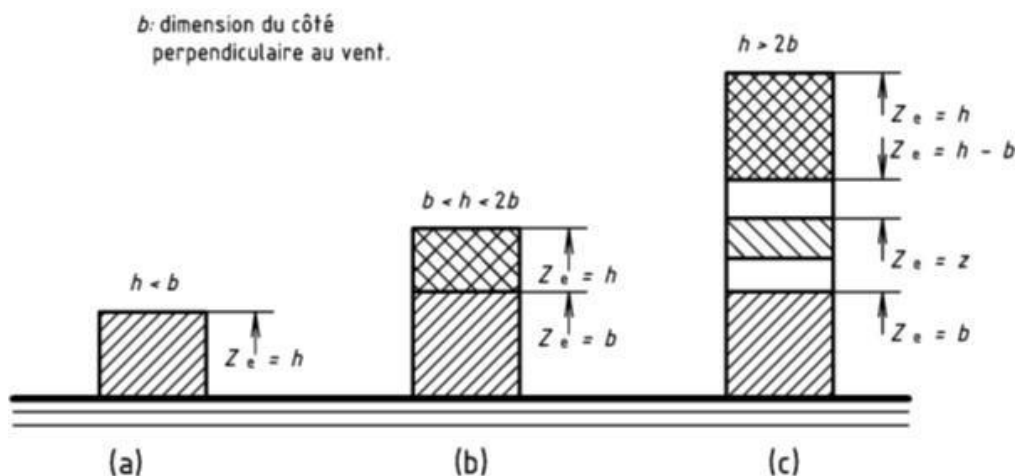
$$q_{dyn}(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) \quad [\text{daN/m}^2]$$

- $q_{réf}$: La pression dynamique de référence pour les ouvrages permanents est déterminée en fonction de la zone de vent.
- C_e : Coefficient d'exposition au vent.

a. Hauteur de référence z_e

Selon le RNV99 version 2003 (cf. chapitre 2 § 2.3.2)

- Pour les murs verticaux, z_e est établi en fonction de la hauteur maximale h du bâtiment, ainsi que de la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à celle-ci. du vent.
- Pour les murs exposés au vent et alignés avec celui-ci, z_e est considéré comme étant égal à la hauteur maximale de la construction.
- Pour les toits, la hauteur maximale est équivalente à celle du bâtiment.



FigureII.7. Hauteur de référence.

- **La direction V1, V3 du vent (b = 22.25 m) :** $h = 35.28 < 2 \times b = 2 \times 22.25 = 44.5$ (cas b)

La hauteur h dépasse la longueur b du côté, mais reste inférieure à 2b. Par conséquent, la paroi doit être envisagée comme composée de deux sections.

- Une section inférieure s'élevant du sol jusqu'à une hauteur équivalente à b.
- Une section supérieure du reste de la hauteur jusqu'au sommet..

- **La direction V2, V4 du vent (b = 20.45 m) :** $h = 35.28 < 2 \times b = 2 \times 20.45 = 40.90$ (cas b)

La hauteur h dépasse la longueur b du côté, mais reste inférieure à 2b. Par conséquent, la paroi doit être envisagée comme composée de deux sections

- Une section inférieure s'élevant du sol jusqu'à une hauteur équivalente à b.
- Une section supérieure du reste de la hauteur jusqu'au sommet.

b. Coefficient de rugosité (C_r)

Le coefficient de rugosité reflète l'effet de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse du vent moyenne.

$$C_r(z_e) = \begin{cases} K_T \times \ln \left(\frac{z_{\min}}{Z_0} \right) & \text{pour } z_e < z_{\min} \\ K_T \times \ln \left(\frac{z_e}{z_0} \right) & \text{pour } z_{\min} < z_e < 200 \text{ m} \end{cases}$$

Les résultats de C_r dans les tableaux II.2 et II.3.

Tranche	Hauteur de référence z _e	Coefficient de rugosité C _r
De 0 à 22.25 m	22.25 m	0.725
De 22.25 m à 35.28 m	35.28 m	0.833

Tableau II.2. Valeurs du coefficient de rugosité sur V1, V3.

Tranche	Hauteur de référence z _e	Coefficient de rugosité C _r
De 0 à 20.45 m	20.45 m	0.706
De 20.45 m à 35.28 m	35.28 m	0.833

Tableau II.3. Valeurs du coefficient de rugosité sur V2, V4.

c. Intensité de turbulence (I_v)

L'intensité de la turbulence se définit comme le rapport entre l'écart type de la turbulence et la vitesse moyenne du vent, et elle est exprimée par l'équation suivante:

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

Les résultats d'Iv dans les tableaux II.4 et II.5.

Tranche	Hauteur de référence z_e	Intensité de turbulence I_v
De 0 à 22.25 m	22.25 m	0.322
De 22.25 m à 35.28 m	35.28 m	0.28

Tableau II.4. Valeurs de l'intensité de turbulence sur V1, V3.

Tranche	Hauteur de référence z_e	Intensité de turbulence I_v
De 0 à 20.45 m	20.45 m	0.331
De 20.45 m à 35.28 m	35.28 m	0.28

Tableau II.5. Valeurs de l'intensité de turbulence sur V2, V4.

d. Coefficient d'exposition (Ce)

Le coefficient d'exposition au vent prend en considération les impacts de la rugosité du terrain (Cr), de la topographie du site (Ct) ainsi que de la nature turbulente du vent (Iv)

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

Les résultats de Ce dans les tableaux II.6 et II.7.

Tranche	Hauteur de référence z_e	Coefficient d'exposition C_e
De 0 à 22.25 m	22.25 m	1.710
De 22.25 m à 35.28 m	35.28 m	2.053

Tableau II.6. Valeurs du coefficient d'exposition sur V1, V3.

Tranche	Hauteur de référence z_e	Coefficient d'exposition C_e
De 0 à 22.25 m	22.25 m	1.653
De 22.25 m à 35.28 m	35.28 m	2.053

Tableau II.7. Valeurs du coefficient d'exposition sur V2, V4.

e. Valeur de la pression dynamique (q_{dyn})

Les résultats de q_{dyn} dans les tableaux II.8 et II.9.

Tranche	z_e	C_t	C_r	I_v	C_e	q_{dyn} (daN/m ²)
De 0 à 22.25 m	22.25	1	0.725	0.322	1.710	74.385
De 22.25 m à 35.28 m	35.28	1	0.833	0.280	2.053	89.3055

Tableau II.8. Valeurs de la pression dynamique sur V1, V3.

Tranche	z_e	C_t	C_r	I_v	C_e	q_{dyn} (daN/m ²)
De 0 à 20.45 m	20.45	1	0.706	0.331	1.653	71.9055
De 20.45 m à 35.28 m	35.28	1	0.833	0.280	2.053	89.3055

Tableau II.9. Valeurs de la pression dynamique sur V2, V4.

II.4.2.2.3. Coefficient de pression extérieure (C_{p_e})

Le coefficient de pression extérieure C_{p_e} est influencé par la configuration géométrique de la base de la structure ainsi que par la taille de la surface soumise à la charge.

Avec :

- b : la dimension qui est à angle droit par rapport à la direction du vent
- d : la dimension parallèle à la direction du vent.

Le coefficient est établi en se basant sur les conditions suivantes:

$C_{p_e} = C_{p_{e.1}}$ si $S \leq 1m^2$

$C_{p_e} = C_{p_{e.1}} + (C_{p_{e.10}} - C_{p_{e.1}}) \times \log_{10}(S)$ si $1m^2 \leq S \leq 10m^2$

$C_{p_e} = C_{p_{e.10}}$ si $S \geq 10m^2$

On désigne par S la surface chargée de la paroi en question.

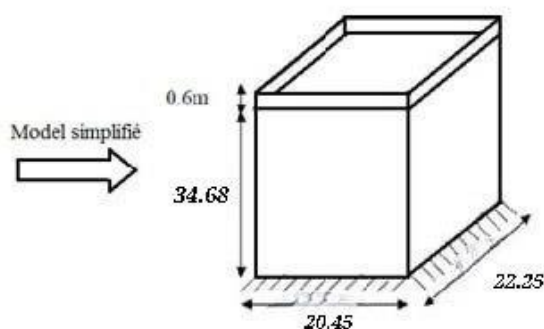


Figure II.8. Model simplifié de la structure.

Les valeurs du C_{p_e} concernant la structure sont les suivantes :

a. Direction V1, V3 du vent (b = 22.25 m)

Les coefficients de pression du vent pour une direction V1 et V3 sont indiqués ci-dessus.

• **Parois verticales**

Il est nécessaire de segmenter les parois comme le montre la figure 5.1 (RNV99 version 2013). Les valeurs de C_{p_e} se trouvent dans le tableau 5.1 (RNV99 version 2013)

$$\begin{cases} b = 22.25 \text{ m} \\ d = 20.45 \text{ m} \\ h = 35.28 \text{ m} \end{cases} \quad e = \min [b, 2h] \Rightarrow e = \min [22.25 ; 70.56] = 22.25 \text{ m}$$

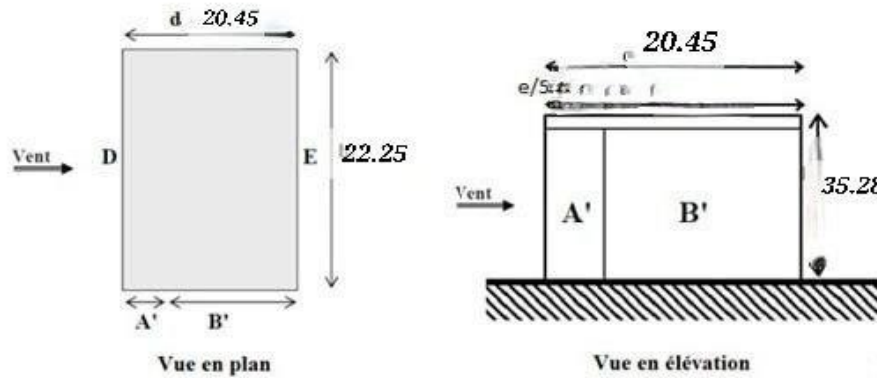


Figure II.9. Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (direction V1, V3).

Dans ce cas : $S \geq 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe.10}$

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

Tableau II.10. Valeurs de $C_{pe.10}$ suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

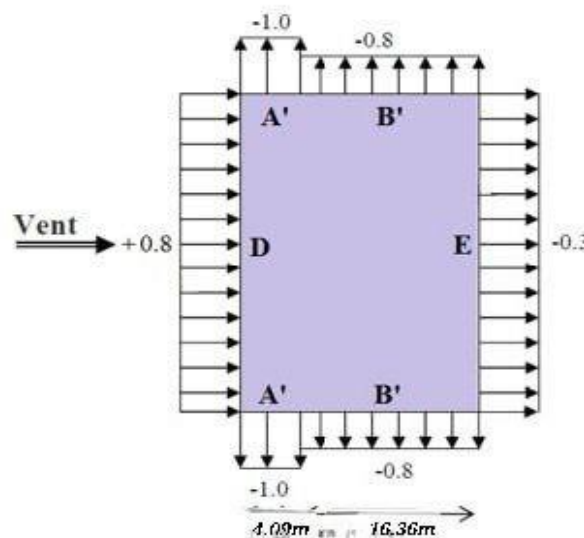


Figure II.10. Valeurs de $C_{pe.10}$ sur les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

• **Toiture**

La pente de notre toit est inférieure à 5°, ce qui le classe comme un toit plat. Il est nécessaire de diviser les parois comme le montre la figure 5.2 (RNV99 version 2013). Les valeurs de C_{pe} sont fournies dans le tableau 5.2 (RNV99 version 2013). Dans ce contexte, $h_p/h = 0,6/34,68 = 0,017$, où h_p représente la hauteur de l'acrotère ($h_p = 0,6$ m).

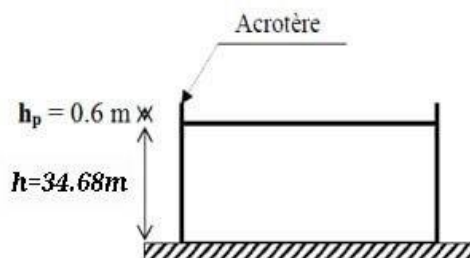


Figure II.11. Hauteur de la structure avec l'acrotère.

Les valeurs de $C_{pe,10}$ sont obtenus par l'interpolation linéaire entre les valeurs $h_p/h = 0$ (sans acrotère) et $h_p/h = 0.025$ et représentées dans le tableau II.11.

F	G	H	I
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1.664	-1.132	-0.70	± 0.2

Tableau II.11. Valeurs de $C_{pe,10}$ suivant les zones de la toiture (direction V1, V3).

$$e = \min [b, 2h] \quad \Rightarrow \quad e = \min [22.25 ; 70.56] = 22.25 \text{ m}$$

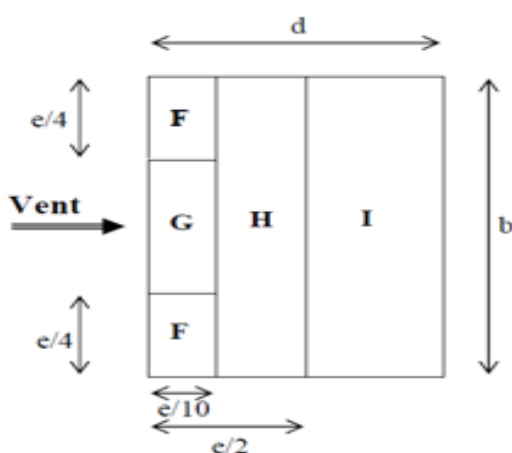


Figure II.12. Valeurs de $C_{pe,10}$ sur les zones de la toiture (direction V1, V3).

b. direction V2, V4 du vent (b = 20.45 m)

Les coefficients de pression du vent pour une direction V2 et V4 sont indiqués ci-dessus.

• **Parois verticales**

Il est nécessaire de segmenter les parois comme le montre la figure 5.1 (RNV99 version 2013). Les valeurs de C_{pe} se trouvent dans le tableau 5.1 (RNV99 version 2013)

$$\begin{cases} b = 20.45 \text{ m} \\ d = 22.25 \text{ m} \\ h = 35.28 \text{ m} \end{cases} \quad e = \min [b, 2h] \Rightarrow e = \min [20.45 ; 70.56] = 20.45 \text{ m}$$

Dans ce cas : $S \geq 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe.10}$

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

Tableau II.12. Valeurs de $C_{pe.10}$ suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

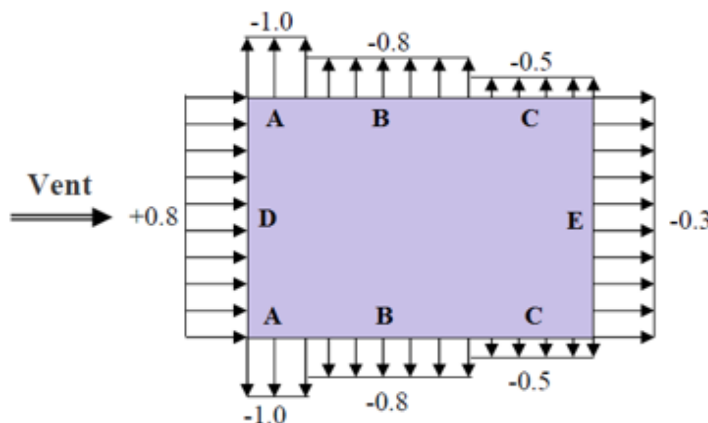


Figure II.13 Valeurs de $C_{pe.10}$ sur les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

• **Toiture**

La pente de notre toiture est inférieure à 5°, ce qui la classe comme une toiture plate. Il est nécessaire de diviser les parois comme le montre la figure 5.2 (RNV99 version 2013). Les valeurs de C_{pe} sont fournies dans le tableau 5.2 (RNV99 version 2013). Dans notre situation, $h_p/h = 0,6/34,68 = 0,017$, où h_p représente la hauteur de l'acrotère ($h_p = 0,6$ m). Les valeurs de $C_{pe.10}$ sont déterminées par interpolation linéaire entre les valeurs $h_p/h = 0$ (sans acrotère) et $h_p/h = 0,025$, comme indiqué dans le tableau II.13.

F	G	H	I
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.664	-1.132	-0.70	± 0.2

Tableau II.13. Valeurs de $C_{pe.10}$ suivant les zones de la toiture (direction V2, V4).

$$e = \min [b, 2h] \quad \Rightarrow \quad e = \min [23.27 ; 101.20] = 23.27 \text{ m}$$

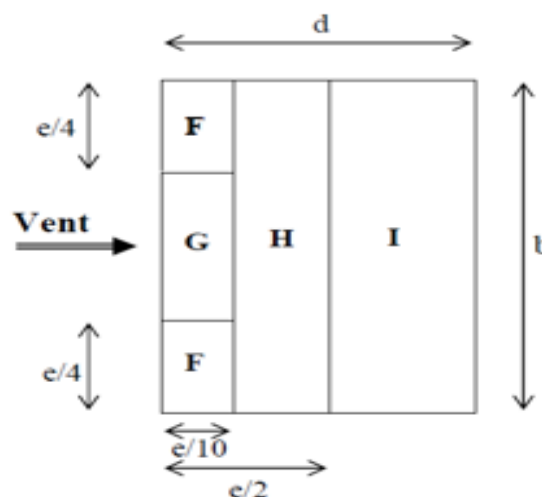


Figure II.14. Valeurs de $C_{pe.10}$ sur les zones de la toiture (direction V2, V4).

II.4.2.2.4. Coefficient de pression intérieure (C_{pi})

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} tient compte de l'impact des ouvertures sur la pression du vent exercée sur la structure. Il dépend de l'indice de perméabilité μ_p ainsi que du rapport h/d .

Dans ce contexte, il s'agit d'un bâtiment résidentiel (**bâtiment cloisonné**), ce qui implique que l'indice de perméabilité doit être nul. Cependant, selon la figure 5.14 du (RNV99 version 2013), cet indice est considéré au minimum $\mu_p = 0.3$.

$$\mu_p = 0.3 \quad \Rightarrow \quad C_{pi} = 0.35$$

II.4.2.2.5. Valeurs de la pression due au vent (q_j)

Une fois que tous les coefficients ont été établis, il devient possible de déterminer la pression de vent :

a. Direction V1, V3 du vent ($b = 22.25$ m)

- **Paroi verticale**

1^{er} tronçon : De 0 à 22.25 m

zone	C_d	q_{dyn} (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_j (daN/m ²)
A'	1	89.3055	-1.0	0.35	-1.35	-120.562
B'	1	89.3055	-0.8	0.35	-1.15	-102.701
D	1	74.385	+0.8	0.35	0.45	33.473
E	1	74.385	-0.3	0.35	-0.65	-48.350

Tableau II.14. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

2^{ème} tronçon : de 22.25 m à 35.28 m.

Zone	C_d	q_{dyn} (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_j (daN/m ²)
A'	1	89.3055	-1.0	0.35	-1.35	-120.562
B'	1	89.3055	-0.8	0.35	-1.15	-102.701
D	1	89.3055	+0.8	0.35	0.45	40.187
E	1	89.3055	-0.3	0.35	-0.65	-58.048

Tableau II.15. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

- **Toiture**

Zone	C_d	q_{dyn} (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_j (daN/m ²)
F	1	89.3055	-1.664	0.35	-2.014	-179.861
G	1	89.3055	-1.132	0.35	-1.482	-132.350
H	1	89.3055	-0.7	0.35	-1.05	-93.770
I	1	89.3055	±0.2	0.35	-0.55	-49.118

Tableau II.16. Valeurs de q_j suivant les zones de la toiture (direction V1, V3).

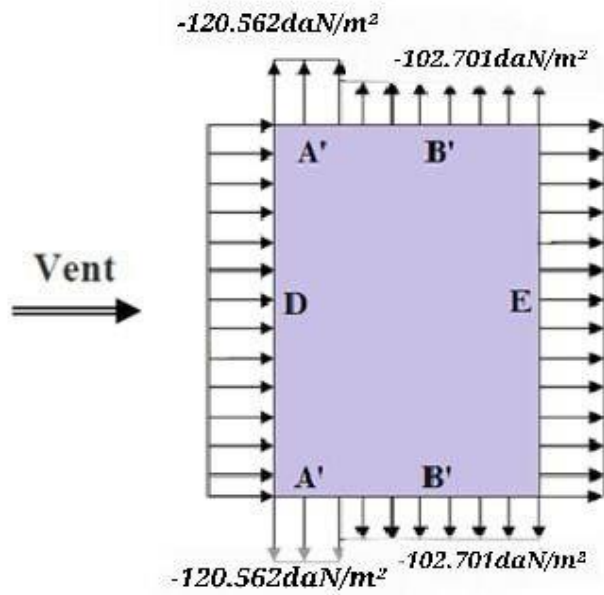


Figure II.15. Pression du vent (V1, V3) sur A' et B'.

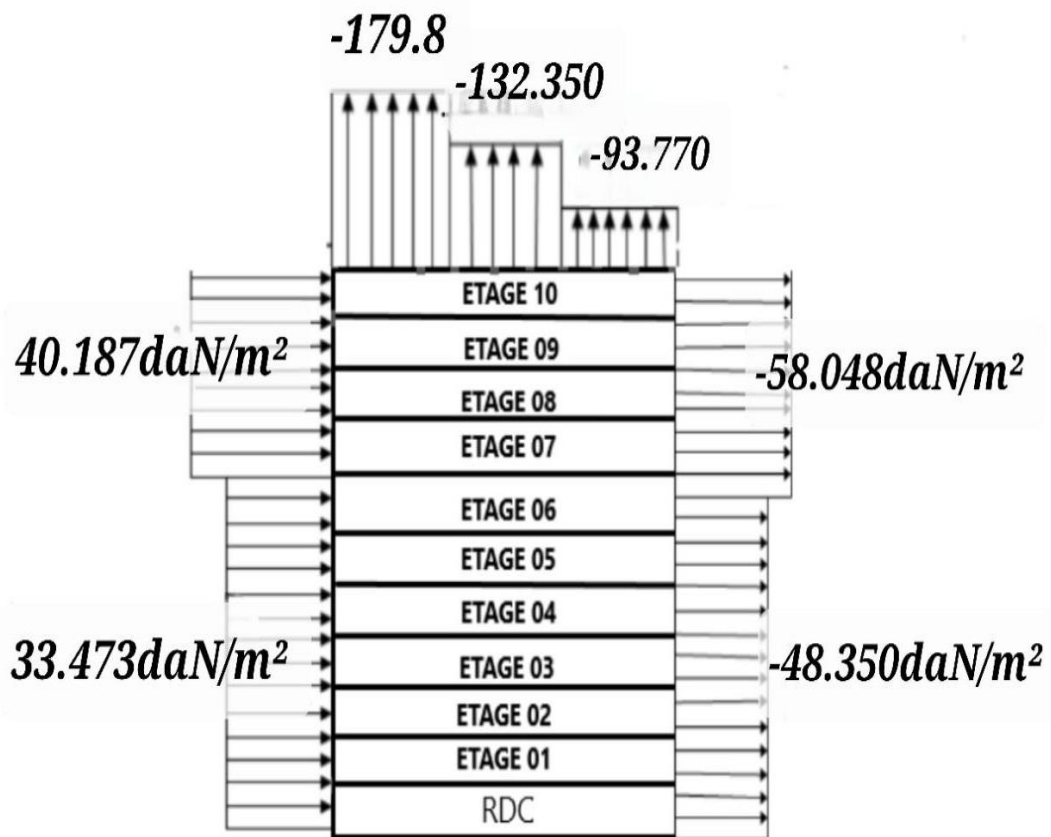


Figure II.16. Pression du vent (V1, V3) sur D, E, F, G, H et I.

b. direction V2, V4 du vent (b = 20.45 m)

• **Paroi verticale**

1^{er} tronçon : de 0 à 20.45 m

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} - C _{pi}	q _j (daN/m ²)
A	1	89.3055	-1.0	0.35	-1.35	-120.562
B	1	89.3055	-0.8	0.35	-1.15	-102.701
C	1	89.3055	-0.5	0.35	-0.85	-75.909
D	1	71.9055	+0.8	0.35	0.45	32.357
E	1	71.9055	-0.3	0.35	-0.65	-46.738

Tableau II.17. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

2^{ème} tronçon : de 20.45 m à 35.28 m

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} - C _{pi}	q _j (daN/m ²)
A	1	89.3055	-1.0	0.35	-1.35	-120.562
B	1	89.3055	-0.8	0.35	-1.15	-102.701
C	1	89.3055	-0.5	0.35	-0.85	-75.909
D	1	89.3055	+0.8	0.35	0.45	40.187
E	1	89.3055	-0.3	0.35	-0.65	-58.048

Tableau II.18. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

Toiture :

Zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} - C _{pi}	q _j (daN/m ²)
F	1	89.3055	-1.664	0.35	-2.014	-179.861
G	1	89.3055	-1.132	0.35	-1.482	-132.350
H	1	89.3055	-0.7	0.35	-1.05	-93.770
I	1	89.3055	±0.2	0.35	-0.55	-49.118

Tableau II.20. Valeurs de q_j suivant les zones de la toiture (direction V2, V4)..

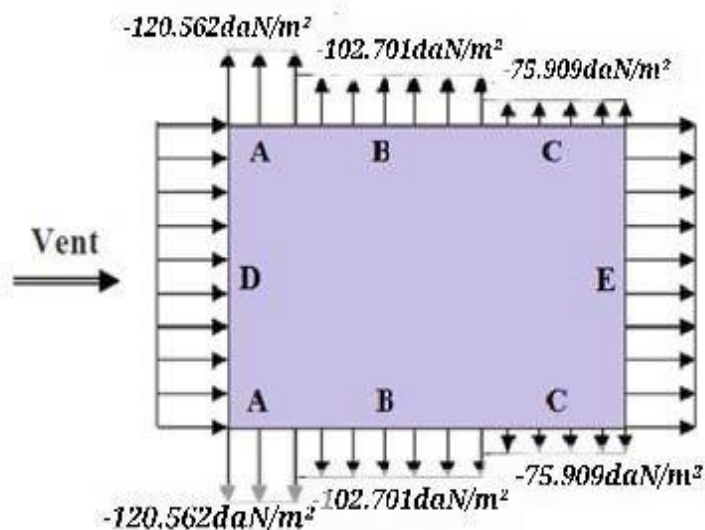


Figure II.17. Pression du vent (V2, V4) sur A, B et C .

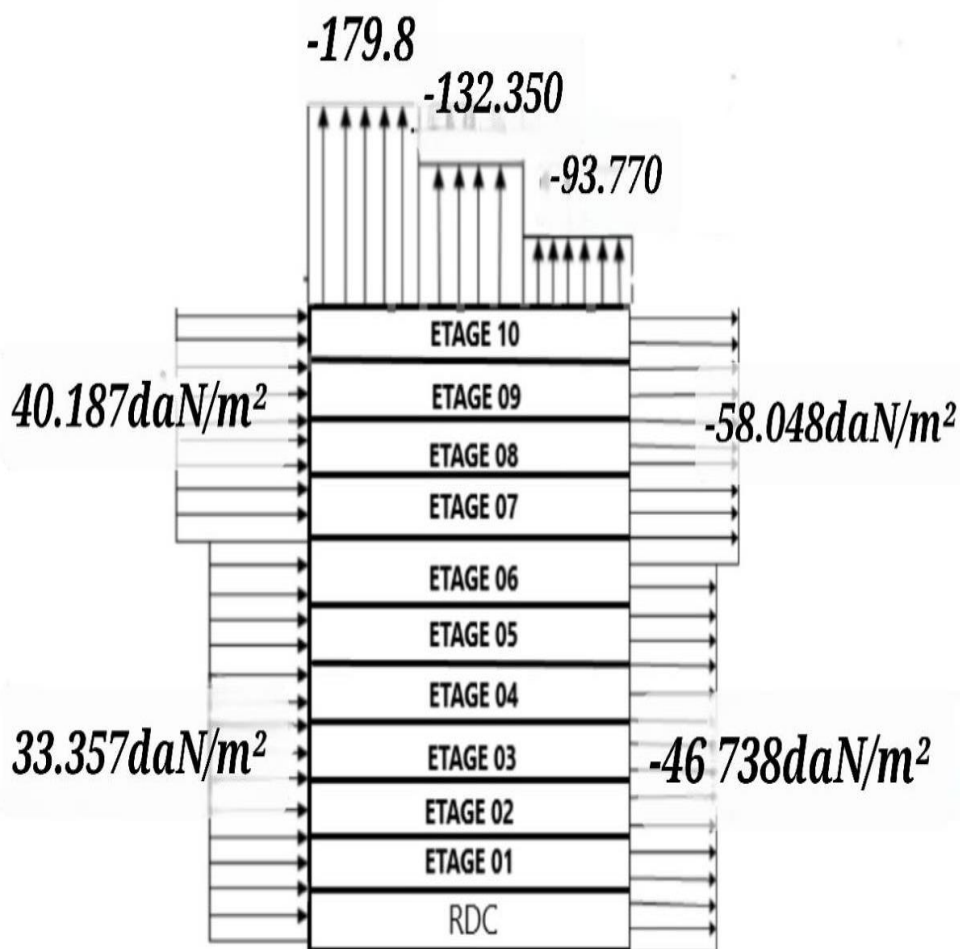


Figure II.18. Pression du vent (V2, V4) sur D, E, F, G, H et I.

II.4.2.3. Détermination des forces de frottement du vent

L'impact du frottement du vent peut être considéré comme insignifiant pour toutes les zones qui sont parallèles au vent (ou légèrement inclinées par rapport à la direction du vent) ainsi que pour celles qui sont perpendiculaires au vent et sous le vent..

Condition à vérifier :

$$2 (d \times h) \leq 4 (2b \times h)$$

➤ **Direction V1, V3**

$$2 (20.45 \times 35.28) \leq 4(2 \times 22.25 \times 35.28)$$

$$1442.952 \leq 6279.84 \quad \text{Vérifiée.}$$

➤ **Direction V2, V4**

$$2 (22.25 \times 35.28) \leq 4(2 \times 20.45 \times 35.28)$$

$$1569.96 \leq 5771.808 \quad \text{Vérifiée.}$$

Donc la force de frottement sur les parois est considéré négligeable

II.5 CONCLUSION

Ce chapitre a présenté des principes et des méthodes générales pour évaluer la charge positive de la structure analysée (coûts permanents, surcharge due aux activités, surcharge climatique). Les résultats obtenus seront appliqués dans le chapitre suivant (poutres, rayons, poteaux), influençant ainsi les dimensions des éléments structurels.

CHAPITRE III :

Pré dimensionnements des éléments structuraux

III.PRESIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous déterminerons la section de profils à intégrer au logiciel de CAO. Cette décision sera prise en fonction de deux critères qui sont :

-Flèche maximale. -Les conditions de résistances.

III.2. POUTRES :

Remarque : la semelle comprimée des poutres est maintenue latéralement par la dalle en béton, c.-à-d. qu'on a aucun risque de déversement.

III.2.1. POUTRE PRINCIPALES :

La poutre qui nous donne le cas le plus défavorable est la poutre E qui supporte une partie plus large (Largueur de 3.85m) du plancher que les autres poutres et la travée la plus longue de cette poutre est de 4.5m

Le chargement des poutres est comme suite :

	Charge permanente (kN/m ²)	Charge d'exploitation (kN/m ²)
Etage courant	4.84 (Juste avec mur intérieure)	1.5
Terrasse	4.98	1

Tableau III.1: Chargement des planchers

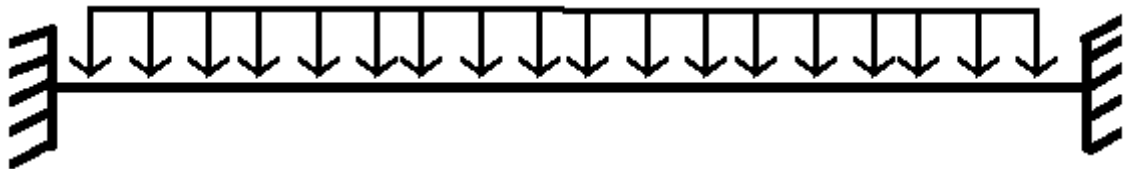


Figure III.1 : Sollicitations et flèches dans les poutres principales

$$f = \frac{qL^4}{384EI}$$

$$q_T = \left(1 + 4.98 + \frac{0.104}{1.125}\right) \times 3.85 = 23.379 \text{ kN/ml avec entre axe} = 4.5/4=1.125$$

$$q_{EC} = \left(1.5 + 4.84 + \frac{0.104}{1.125}\right) \times 3.85 = 24.765 \text{ kN/ml avec entre axe} = 4.5/4=1.125$$

La condition de la flèche est :

$$f = \frac{qL^4}{384EI} \leq \frac{L}{200} \rightarrow I \geq \frac{250 \times q \times L^3}{384E}$$

Qui donne :

$$I_y \geq 660.4698 \text{ cm}^4 \text{ à la terrasse.}$$

Donc on prend IPE 220 avec $I_y=2772 \text{ cm}^4$

$$I_y \geq 699.625 \text{ cm}^4 \text{ à l'étage courant.}$$

Donc on prend IPE 200 avec $I_y=1943 \text{ cm}^4$

Désignations	Poids G (kg/m)	Dimensions							
		h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	A (cm ²)	hi (mm)	d (mm)
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	183	159
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	33,4	201,6	177,6

Désignations	Caractéristiques								
	Iy (cm ⁴)	Wel.y (cm ³)	Wpl.y (cm ³)	iy (cm)	Avz (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Wel.z (cm ³)	Wpl.z (cm ³)	iz (cm)
IPE 200	194,3	220,6	8,26	14,00	142,4	28,47	44,61	2,24	1943
IPE 220	252,0	285,4	9,11	15,88	204,9	37,25	58,11	2,48	2772

Tableau.III.2. Caractéristiques de IPE200

Vérifications avec le poids propre :

	Étage courant	Terrasse
PP (kg/m)	0.224	0.262
q (kN/m)	24.989	23.641
f (m)	0.0065	0.0043
f_{max} (m)	0.018	0.0225

Tableau.III.3. La flèche sur terrasse et étage courant

Les profilées IPE 200 et IPE 220 sollicitées à la flexion sont de la classe 1 donc

$$M_{CRd} = W_{pl} \times \frac{F_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{Et } V_{plRd} = 0.58 \times \frac{F_y \times A_v}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{Avec } A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f$$

Et d'après l'abaque de MACQUART le moment sollicitant maximale et l'effort tranchant maximale sont données par les formules suivantes :

$$M_{sd} = M_0 = \frac{q \times L^2}{12}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2}$$

les résultats dans les tableaux suivants :

	Etage courant	Terrasse
Msd (kN.m)	42.1689	39.8942
Mcrd (kN.m)	47.1282	60.9718
	Condition vérifier	Condition vérifier

Tableau.III.4 Vérifications des moments

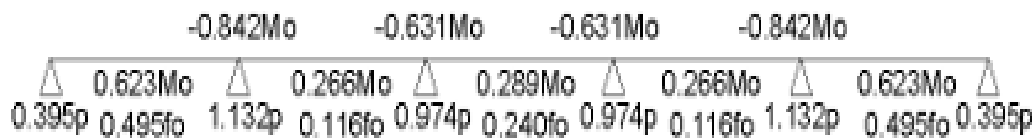
	Etage courant	Terrasse
Vsd (kN)	56.22525	53.19225
Vplrd (kN)	173.6709	197.1493
	Condition vérifier	Condition vérifier

Tabaleau.III.5 Vérification des efforts tranchant

III.2.2 POUTRES SECONDAIRES :

La poutre secondaire qui nous donne le cas le plus défavorable est la poutre 3 et la travée le plus long de cette poutre est de 3.9m, elle support que son poids propre et celle du cloison double paroi.

D’après l’abaque de MACQUART on trouve que la flèche maximale est égale a :



$$f = 0.495 \frac{5qL^4}{384EI}$$

$$q = 2.08 \times 3.06 = 6.3648 \text{ kN/ml}$$

$$f = 0.495 \frac{5qL^4}{384EI} \leq \frac{L}{200} \rightarrow I \geq 0.490 \frac{200 \times 5 \times q \times L^3}{384E} = 231.757 \text{ cm}^4$$

On prend IPE 120 avec $I_y=317.8 \text{ cm}^4$

Vérifications avec le poids propre :

$$q=6.3648+0.104=6.4688 \text{ kN/ml}$$

$$f_{max} = \frac{3.9}{200} = 0.0195m$$

$$f=0.0144528 \text{ m} < f_{max}=0.0195 \text{ m}$$

Le profilée IPE 120 solliciter à la flexion est de la classe 1 donc :

Désignations	Poids G (kg/m)	Dimensions							
		h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	A (cm ²)	hi (mm)	d (mm)
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,2	107,4	93,4

Désignations	Caractéristiques								
	Iy (cm ⁴)	Wel.y (cm ³)	Wpl.y (cm ³)	iy (cm)	Avz (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Wel.z (cm ³)	Wpl.z (cm ³)	iz (cm)
IPE 120	317,8	52,96	60,73	4,90	6,31	27,67	8,65	13,58	1,45

Tableau.III.6 Caractéristiques de IPE120

$$M_{cRd} = W_{pl} \times \frac{F_y}{\gamma_{M0}} = 12.9741 \text{ kN/m}$$

$$\text{Et } V_{plRd} = 0.58 \times \frac{F_y \times A_v}{\gamma_{M0}} = 78.003 \text{ kN}$$

$$\text{Avec } A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 629.52 \text{ mm}^2$$

$$M_{sd} = 0.623 \times M_0 = 0.623 \times \frac{q \times L^2}{8} = 7.66215$$

$$V_{sd} = 1.132 \times \frac{q \times L}{2} = 14.0496595 \text{ kN}$$

	Sollicitations	Résistances
Moments (kN.m)	7.66215	12.9741
Efforts tranchants (kN)	14.0496595	78.003
	Condition vérifier	Condition vérifier

Tableau.III.7 Vérifications des moments et des efforts tranchants

III.3 POTEAUX

III.3.1 Vérification de la flèche à l'ELS:

Le poteau le plus sollicité supporte un tranchant de 3.85m de largeur.

L'effort maximal du vent qui s'applique sur ce poteau est $W=1.206 \text{ kN/m}^2$

Selon l'abaque de MACQUART la formule de la flèche est :

$$f = \frac{q \times L^4}{384EI}$$

Et la flèche maximale est: $f_{max} = \frac{L}{250}$

Avec $q = 1.206 \times 3.85 = 4.6431 \text{ kN/ml}$ et $H=4.08\text{m}$

Donc : $I \geq \frac{250 \times q \times L^3}{384E} = 97.7638 \text{ cm}^4$



Figure.III.2. Schéma statique de chargement poteau

D'après ces résultats on trouve que le HEA 100 peut vérifier la condition de la flèche.

III.3.1 Vérification de la résistance à l'ELU :

Vérification de l'effort normale :

On distingue 3 types des poteaux:

Type 1 : du RDC au R+4.

Type 2 : du R+4 au R+8.

Type 3 : du R+8 à la terrasse.

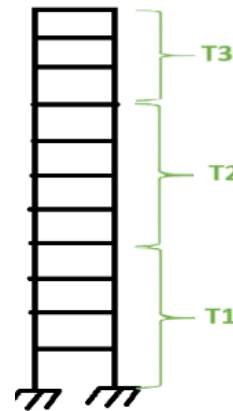


Figure.III.3 schémas des sections

On note que le poteau E2 supporte la plus grande surface du plancher qui est égale à : $A_p=14.72625 \text{ m}^2$

Le premier calcul sera fait sans tenir en compte le poids propre et les effets d'instabilités.

Avec :

$$\begin{cases} G_T = 4.98 \text{ kN/m}^2 \\ G_{EC} = 4.84 \text{ kN/m}^2 \\ Q_T = 1 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{EC} = 1.5 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$N_{uT3} = A_p \times [1.35 \times G_T + 1.5 \times Q_T + 3 \times 1.35 \times G_{EC} + 3 \times 1.5 \times Q_{EC}] = 509.16009 \text{ kN}$$

$$N_{uT2} = A_p \times [1.35 \times G_T + 1.5 \times Q_T + 7 \times 1.35 \times G_{EC} + 7 \times 1.5 \times Q_{EC}] = 1026.581614 \text{ kN}$$

$$N_{uT1} = A_p \times [1.35 \times G_T + 1.5 \times Q_T + 11 \times 1.35 \times G_{EC} + 11 \times 1.5 \times Q_{EC}] = 1544.003134 \text{ kN}$$

Donc on prend :

Type	Profilée	Classe	Nplrd (kN)	Vsd	0.5Vplrd
Type 3	HEA 160	1	828.9091	7.104	82,0278182
Type 2	HEA 220	1	1373.6818	7.104	127,812227
Type 1	HEA 260	2	1854.3636	9.4719	178,041875

Tableau.III.8. Classement des types des poteaux et résistance au cisaillement

Désignations	Poids G (kg/m)	Dimensions							
		h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	A (cm ²)	hi (mm)	d (mm)
HEA 160	30,4	152	160	6	9	15	38,8	134	104
HEA 220	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152
HEA 260	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177

Désignations	Caractéristiques								
	Iy (cm ⁴)	Wel.y (cm ³)	Wpl.y (cm ³)	Iy (cm)	Avz (cm ²)	iz (cm ⁴)	Wel.z (cm ³)	Wpl.z (cm ³)	iz (cm)
HEA 160	1673	220,1	245,1	6,57	13,21	615,6	76,95	117,6	3,98
HEA 220	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51
HEA 260	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	3668	282,1	430,2	6,50

Tableau.III.9 caractéristiques des profilées des poteaux

Vérification en tenants en compte le poids propre et les effets d'instabilités :

Type	Profilée	Charge	Hauteur max
Type 3	HEA 160	512.2212	3.06 m
Type 2	HEA 220	1036.6323	3.06 m
Type 1	HEA 260	1566.2623	4.08 m

Tableau.III.10 chargement des poteaux

$$N_{uT3} = 1.35 \times 0.304 \times 3.06 \times 3 + 509.16009 = 512.9276 \text{ kN}$$

$$N_{uT2} = 1.35 \times 0.304 \times 3.06 \times 3 + 1.35 \times 0.505 \times 4 \times 3.06 + 1026.581614 = 1038.6937 \text{ kN}$$

$$N_{uT1} = 1.35 \times 0.304 \times 3.06 \times 3 + 1.35 \times 0.505 \times 3.06 \times 4 + 1.35 \times 0.682 \times 3 \times 3.06 + 1.35 \times 0.682 \times 4.08 \times 1 + 1544.003134 = 1568.3237 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = \frac{q \times L^2}{12} = \begin{cases} 6.4409 \rightarrow \text{pour le Type 1} \\ 3.6235 \rightarrow \text{pour le T 2 et t 3} \end{cases}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} = \begin{cases} 9.4719 \rightarrow \text{pour le Type 1} \\ 7.104 \rightarrow \text{pour le T 2 et t 3} \end{cases}$$

Le poteau est bi-encastree donc $L_f = 0.5L = 1.53\text{m}$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 93.9$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i_z} = \frac{153}{3.52} = 38.4422$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{43.4659}{93.9} = 0.41 > 0.2 \text{ donc il y a un risque de flambement}$$

$$\frac{h}{b} = 0.95 < 1.2$$

$$t_f=9\text{mm} < 100\text{mm}$$

Courbe c donc $\alpha=0.49$

$$\phi = 0.5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.6355$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} = 0.89201$$

Profilées	λ_1	λ	$\bar{\lambda}$	h/b	t_f	Courbe	α	ϕ	χ
HEA 160	93,9	38,4422	0,4094	0,95	9	c	0,49	0,6351	0,8923
HEA 220	93,9	27,7677	0,2957	0,95454545	11	c	0,49	0,5672	0,9513
HEA 260	93,9	31,3846	0,3342	0,9615	12,5	c	0,49	0,5887	0,9316

Tableau.III.11. Calcul des résistances des poteaux

$$\bar{\lambda}_{LT} = [\beta_W \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{M_{cr}}]^{0.5} = 0.7551$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_W}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}} - C_2 \times Z_g = 101.0077$$

$$\frac{h}{b} = 0.95 < 2$$

Donc $\alpha_{LT}=0.21$

$$\Phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.8434$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + [\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = 0.8203$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$R = \frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \times M_{y.sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}} = 0.8425 < 1$$

Profilées	Mcr (kN,m)	$\bar{\lambda}_{LT}$	h/b	α_{LT}	Φ_{LT}	χ_{LT}	μ_{LT}	k_{LT}	R
HEA 160	101,0077	0,7551	0,9500	0,21	0,8434	0,8203	-0,070167	1	0,8425
HEA 220	312,5821	0,6538	0,9545	0,21	0,7613	0,8684	-0,092335	1	0,8543
HEA 260	621,5146	0,5897	0,9615	0,2100	0,7148	0,8938	-0,084824	1	0,9433

Tableau.III.12. Vérification des résistances des poteaux

III.4. CONSOLES

La console la plus sollicitée dans notre projet se trouve au niveau de l'axe 5. et sa longueur est de 1,4m et support un tranchant de plancher de 3,15m.

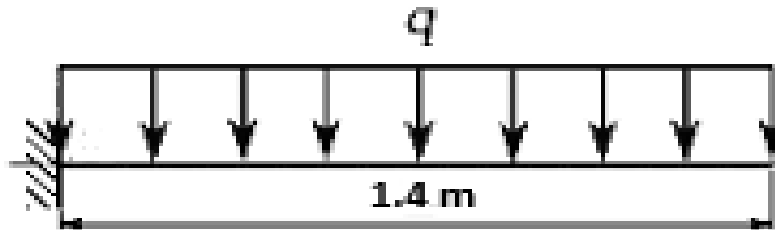


Figure. III.4 schéma statique de console

$$q_{ELS} = G_{EC} \times 3.15 + Q_B \times 3.15 + G_{Mur} \times 3.06 = 32.6358 \text{ kN/ml}$$

$$f_{max} = \frac{L}{250} = \frac{140}{250} = 0.56 \text{ cm}$$

$$f = \frac{q_{ELS} \times L^4}{8EI} \leq \frac{L}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{250 \times q \times L^3}{8E} = 1332.6285 \text{ cm}^4$$

Donc on prend IPE200 avec $I_y=1943 \text{ cm}^4$

Désignations	Poids G (kg/m)	Dimensions							
		h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	A (cm ²)	hi (mm)	d (mm)
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	183	159

Désignations	Caractéristiques								
	Iy (cm ⁴)	Wel.y (cm ³)	Wpl.y (cm ³)	Iy (cm)	Avz (cm ²)	iz (cm ⁴)	Wel.z (cm ³)	Wpl.z (cm ³)	iz (cm)
IPE 200	194,3	220,6	8,26	14,00	142,4	28,47	44,61	2,24	1943

Tabaleux.III.13 caractéristiques de IPE200

Vérifications avec poids propre :

$$Q_{ELS} = Pp + q_{ELS} = 32.8598$$

$$f = \frac{q_{ELS} \times L^4}{8EI} = 0.3867 \text{ cm} \leq \frac{L}{250} = 0.56 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Vérification de la résistance :

$$Q_{ELU} = 1.35(Pp + 3.15G_{EC} + 3.06G_{Mur}) + 1.5(3.15Q_B) = 46.0145 \text{ kN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L^2}{2} = 45.09421 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = Q_{ELU} \times L = 64.4203 \text{ kN}$$

$$M_{plyRd} = W_{pl} \times \frac{F_y}{\gamma_{M0}} = 47.128 \text{ kN/m}$$

	Vsd	0.5Vplrd	
IPE200	64.4203	86.8355	Condition vérifiée

	Msd	Mplrd	
IPE200	45.09421	47.128	Condition vérifiée

Tableau III.14 Vérification des consoles

CHAPITRE IV :

Etude plancher mixte

IV.1. INTRODUCTION

Le plancher mixte constitue une méthode de construction mixte, mettant en avant les atouts de l'acier et du béton. En effet, l'acier se distingue par ses performances en traction, tandis que le béton excelle sous des charges de compression.

La structure du plancher se compose d'une tôle métallique qui soutient le béton situé au-dessus. Cette tôle est posée sur des solives, lesquelles sont elles-mêmes appuyées sur des poutres principales.

La mise en œuvre d'un plancher collaborant se divise en deux étapes principales : la première consiste en le montage et le coulage du béton, tandis que la seconde concerne l'exploitation. Pendant la phase de montage et de coulage, le bac sert de coffrage autoportant tout en offrant une surface de travail.

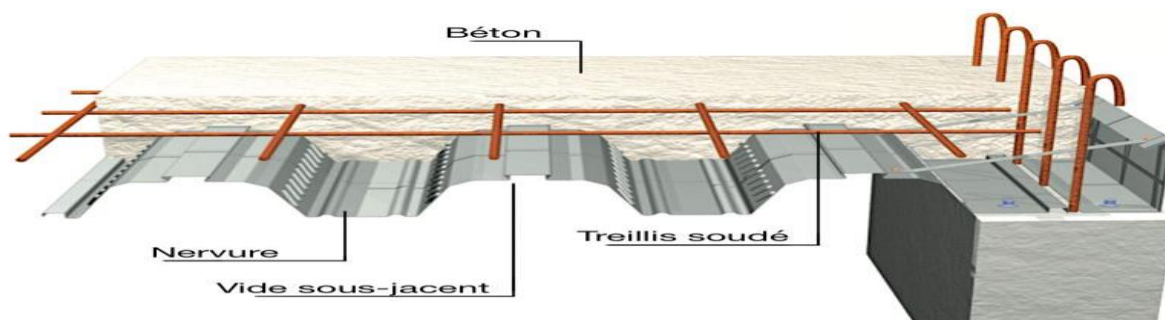


Figure IV.1. Plancher mixte acier-béton.

IV.2. CALCUL PLANCHER MIXTE

Pour l'analyse de la dalle collaborante, on effectue le calcul de la dalle en deux étapes

- **Phase de construction** : C'est pour contrôler la tôle profilée pendant le bétonnage.
- **Phase finale** : il s'agit de l'examen de la dalle mixte après que le béton a durci.

IV.2.1. Phase de construction

Le plancher supporte des charges permanentes résultant du poids de la poutre et du béton (avant qu'il ne durcisse), ainsi que de la charge d'exploitation liée aux ouvriers.

IV.2.1.1. Caractéristiques de la tôle nervurée

Pour cette construction, nous avons conçu notre plancher mixte en employant de la tôle. **HI bond 55-750**

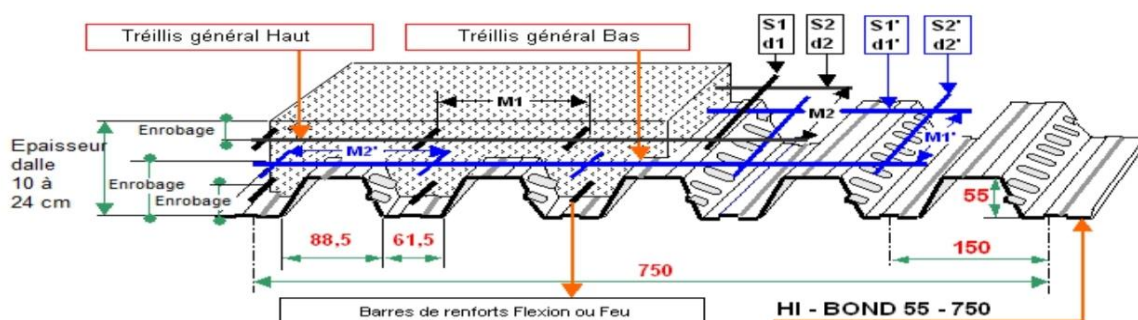


Figure IV.2. Dimensions de la tôle nervurée.

- Poids propre (1mm d'épaisseur) $P = 10 \text{ daN/m}^2$
- Contrainte de rupture $f_u = 400 \text{ MPa}$
- Contrainte élastique $f_y = 250 \text{ MPa}$
- Moment de résistance plastique $M_{pl,Rd} = 475 \text{ daN.m}$
- Moment d'inertie $I_{eff} = 57.54 \text{ cm}^4$

IV.2.1.2. Chargement

➤ **Charges permanentes**

$G_{dalle \text{ beton}} = 2500 \times 1.125 \times 0.08 = 225 \text{ daN/ml}$

$G_{tole} = 10 \text{ daN/ml}$

$G_{Total} = 235 \text{ daN/ml}$

➤ **Surcharge d'exploitation (chantier)**

$Q = 150 \times 1.125 = 168.75 \text{ daN/ml}$

IV.2.1.3. Vérification à l'état limite ultime

Le diagramme des moments fléchissant est montré ci-dessous :

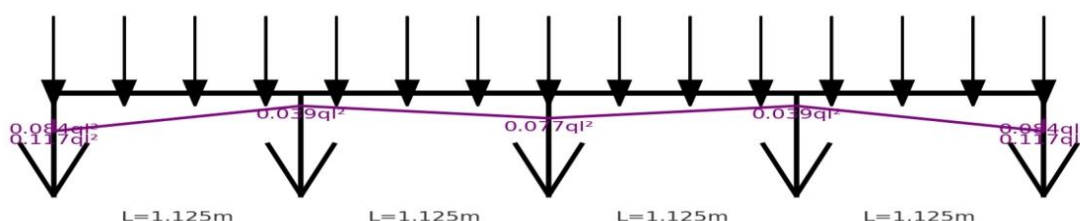


Figure IV.3. Diagramme de moment fléchissant de la tôle profilée.

On doit vérifier que : $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$Q_{ELU} = 1.35 G + 1.5 Q \rightarrow Q_{ELU} = 1.35 \times 235 + 1.5 \times 168.75$

$\rightarrow Q_{ELU} = 570.375 \text{ daN/ml}$

$M_{Sd} = 0.117ql^2 = 0.117 \times 570.375 \times 1.125^2 = 84.46 \text{ daN.m}$

$M_{pl,Rd} = 475 \text{ daN.m} > M_{Sd} = 84.46 \text{ daN.m}$

Condition vérifiée.

IV.2.1.4. Vérification a l'état limite service

La flèche doit répondre à la condition suivante: $f \leq f_{max}$ avec $f_{max} = L/250$

Pour déterminer les flèches d'une poutre continue, on se sert de l'abaque de MAQUART (ANNEXE B). On commence par prendre la flèche maximale de la travée simple, considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients indiqués ci-dessous afin de calculer les flèches de la poutre.

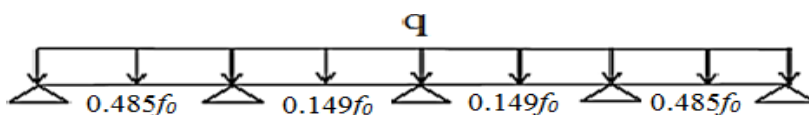


Figure IV.4. Flèches de la tôle profilée.

Avec
$$f_0 = \frac{5qL^4}{384 EI_{eff}}$$

$Q_{ELS} = G + Q = 235 + 168.75 = 403.75 \text{ daN/m}^2$

On prend la flèche la plus défavorable $\rightarrow f = 0.485f_0$

$$f = 0.485 \times \frac{5 \times 403.75 \times 1.125^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 57.5 \times 10^{-8}} = 0.000337 \text{ m} < 0.0045 \text{ m avec } f_{max} = 1.125/250 \quad \text{C.V}$$

IV.2.2. Phase final

En effet, pour garantir une coopération optimale entre l'acier et le béton, il est crucial d'établir une connexion adéquate entre la poutre et la dalle. Cette connexion doit faciliter la transmission efficace des forces de cisaillement et réduire les glissements susceptibles de se produire à l'interface..

Dans les constructions, la liaison des poutres mixtes est réalisée grâce à des goujons qui sont soudés sur l'aile supérieure des poutres métalliques du plancher.

IV.2.2.1 plancher terrasse

Pour le plancher terrasse l'épaisseur de la dalle est de 8 cm et le profile IPE 120.

IV.2.2.1.1. Vérification de la section mixte

➤ **Largeur efficace de la dalle**

L'expression suivante permet de déterminer la largeur efficace de la dalle:

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

L_0 : La portée de la poutre $L_0 = 4.50 \text{ m}$ e : entre axe des solives : $e = 4.5/4 = 1.125 \text{ m}$

$b_1 = b_2 = 1.125/2 = 0.5625 \text{ m}$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min \left(\frac{4.47}{8}; 0.5625 \right) = 0.5625 \text{ donc } b_{eff} = 2 \times 0.5625 = 1.125 \text{ m}$$

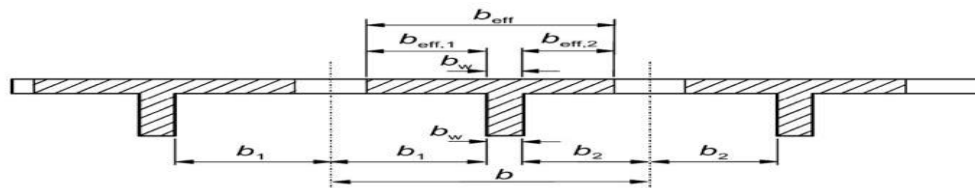


Figure IV.5. Largeur efficace de la dalle.

➤ **Chargement**

- **Charges permanentes**

$G_{solive} = 10.4 \text{ daN/ml}$ (pour IPE120)

$G_{étage} = 498 \times 1.125 = 560.25 \text{ daN/ml}$

$G_{Total} = 570.65 \text{ daN/ml}$

- **Surcharge d'exploitation**

$Q = 100 \times 1.125 = 112.5 \text{ daN/ml}$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \left(0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)$$

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

Connaitre par F_c et F_a les résistances plastiques des profilés soumis à la traction et de la dalle en compression.

Avec :

- $h_c = 80\text{mm}$
- $f_{ck} = 25\text{ MPa}$
- $f_y = 235\text{ MPa}$
- $\gamma_c = 1,5$
- $\gamma_m = 1,1$
- A_a : Section du profilé IPE 120 : $A_a = 1320\text{ mm}^2$

Donc :

$$F_c = 1125 \times 80 \times \left(0.85 \frac{25}{1.5}\right) = 127500\text{ daN}$$

$$F_a = 1320 \times \frac{235}{1.1} = 28200\text{ daN}$$

$F_a < F_c$ Donc l'axe neutre se situe dans la dalle.

La localisation de l'axe neutre est déterminée à l'aide de la formule suivante :

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

$$z = \frac{282000}{1125 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5}} = 17.6\text{m} \leq 80\text{mm}$$

➤ **Vérification au moment fléchissant**

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

Le moment résistant en plastique élaboré par la section mixte est:

$$M_{pl.r.d} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

Avec :

- h_a : hauteur de profilé IPE120.
- h_p : hauteur des nervures.
- h_c : épaisseur de la dalle en béton.

Donc :

$$M_{pl.r.d} = 28200 \left(\frac{0.12}{2} + 0.08 + 0.055 - \frac{0.01769}{2} \right) = 5249.571\text{ dan.m}$$

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

$$Q_{ELU} = 1.35 G + 1.5 Q \rightarrow Q_{ELU} = 1.35 \times 570.65 + 1.5 \times 112.5$$

$$\rightarrow Q_{ELU} = 939.127 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{939.127 \times 4.5^2}{8} = 2377.16 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = 5249.571 \text{ daN.m} > M_{sd} = 2377.16 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de cisaillement**

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{elu} \times l}{2} = \frac{939.127 \times 4.5}{2} = 2113.035 \text{ daN}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 0.5 \times 0.58 \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{avec} \quad A_v = 629.52 \text{ mm}^2$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 0.5 \times 0.58 \times \frac{629.52 \times 235}{1.1} = 3900.162 \text{ daN}$$

$$0.5V_{ply.Rd} = 3900.162 \text{ daN} > V_{sd} = 2113.035 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la condition de flèche**

$$f_{adm} \leq f_{max} \quad \text{avec} \quad f_{max} = L/250 \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{5q_{els}L^4}{384 EI_1}$$

$$I_1 = I_a + A_a(z_a - z)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(\frac{h_c^2}{12} + \left(z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right)$$

➤ I_a : Moment d'inertie de la poutre ($I_a = I_y$).

➤ n : Coefficient d'équivalence Avec $n = \frac{E_a}{E'_c}$

E_a : Module d'élasticité de l'acier de construction. $E_a = 210000 \text{ MPa}$

E'_c : Module d'équivalence du béton avec $E'_c = \frac{E_{cm}}{2}$ pour les bâtiments d'habitation ;

$E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$ Pour un béton de classe C25/30.

$$n = \frac{210000}{30500/2} = 13.77$$

$$I_h = 317. \times 10^4 + 1320 \times (185 - 17.69)^2 + \frac{1125 \times 80}{13.77} \times \left(\frac{80^2}{12} + \left(17.69 - \frac{80}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_h = 46.867 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$Q_{ELS} = G + Q \rightarrow Q_{ELS} = 570.65 + 112.5$$

$$\rightarrow Q_{ELS} = 683.15 \text{ daN/ml}$$

$$f_{adm} = \frac{5 \times 683.15 \times 4.5^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 46.867 \times 10^{-6}} = 0.003 \text{ m}$$

$$f_{adm} = 0.003 \text{ m} < f_{max} = \frac{l}{250} = \frac{4.50}{250} = 0.018 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.2.1.2. Etude des connecteurs

➤ Définition

Les connecteurs sont des éléments qui établissent le lien entre la dalle de compression et l'acier.

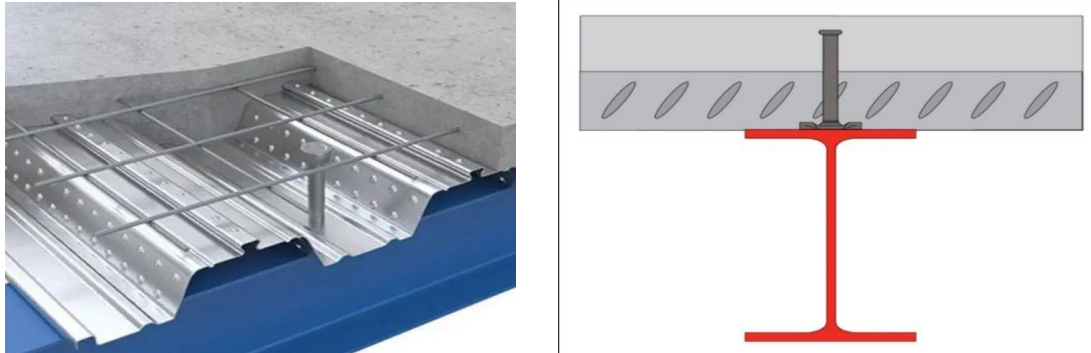


Figure IV.6. Goujons à tête soudée avec le profilé.

Contrôle des connecteurs possédant les caractéristiques suivantes:

- $d = 16 \text{ mm}$
- $h = 80 \text{ mm}$
- $f_y = 275 \text{ MPa}$
- $f_u = 430 \text{ MPa}$

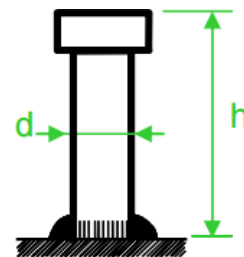


Figure IV.7. Les dimensions d'un connecteur.

➤ Résistance du connecteur isolé

Résistance du goujon en cisaillement :

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

- γ_v : Le coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1,25.
- d : diamètre du fut du goujon.
- f_u : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 MPa.
- E_{cm} : Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPa.
- F_{ck} : Résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa.
- α : Facteur correctif

Si $3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$, alors $\alpha = 0.2 \times \left(\frac{h}{d} + 1 \right)$.

Si $\frac{h}{d} \geq 4$, alors $\alpha = 1$.

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

- k : Facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures, les solives sont perpendiculaires aux nervures de la tôle profilée donc il est calculé comme suite :

Équation pour les nervures parallèles à l'effort de cisaillement :

$$k = 0.60 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1$$

Équation pour les nervures perpendiculaires à l'effort de cisaillement :

$$k = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{p_v}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,max}$$

Les nervures sont \perp à l'effort de cisaillement

- $k_{t,max}$: Limite supérieure pour le facteur k pris égal à 0.85 (ANNEXE B Tableau 6.2)
- N_r : Nombre de goujons dans une nervure pris égal à 1
- $b_0 = (61.5+88.5)/2=75\text{mm}$
- $h_p = 55 \text{ mm}$
- $h_{sc} = 80 \text{ mm}$

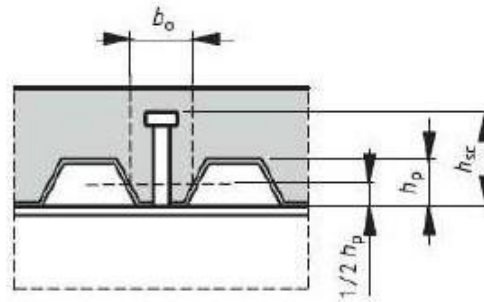


Figure IV.8. Dimension de la tôle profilée et connecteur.

$$k = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{75}{55} \left(\frac{80}{55} - 1 \right) = 0.43 \leq 0.85 \text{ donc } k = 0.433$$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times 0.43 \times 430 \times \left(\frac{\pi \times 16^2}{4} \right)}{1.25} = 2378.08 \text{ daN} \\ \frac{0.29 \times 0.43 \times 1 \times \sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 2230.05 \text{ daN} \end{array} \right.$$

- **Nombre de connecteurs**

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

Avec

- n : Le nombre de connecteurs
- V_l : Effort de cisaillement longitudinal
 $V_l = \min[F_a; F_c] = \min[28200; 127500] = 28200 \text{ daN}$
- P_{rd} : Résistance d'un connecteur isolé

$$n = \frac{28200}{2230.05} = 12.64$$

On utilise 13 connecteurs pour chaque poutre.

➤ **Espacement des connecteurs**

Soit S l'espacement entre les connecteurs défini de la manière suivante:

$$S = \frac{l}{n - 1} = \frac{450}{13 - 1} = 37.5.cm$$



Figure IV.9. Espacement entre connecteurs.

IV.2.2.1.3 Calcul du ferrailage

Le calcul concerne une bande d'une largeur de 1,2 m, présentée sous la forme d'un treillis soudé.

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot h} \geq 0.4\% \Rightarrow A_s \geq 0.004 \times b \times h_c = 0.004 \times 1200 \times 80 = 384mm^2$$

On choisit Ø8, maillage de 100mm ⇒ $A_s = 502.4 \text{ mm}^2$

IV.2.2.2. plancher étage courant

Pour le plancher étage courant l'épaisseur de la dalle est de 8 cm et le profile IPE120.

IV.2.2.2.1. Vérification de la section mixte

➤ **Largeur efficace de la dalle**

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

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

L_0 : La portée de la poutre $L_0 = 4.5 \text{ m}$ e : entre axe des solives : $e = 4.5/4 = 1.125\text{m}$

$$b_1 = b_2 = 1.125/2 = 0.562 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{4.5}{8}; 0.562\right) = 0.5625 \text{ donc } b_{eff} = 2 \times 0.5625 = 1.125 \text{ m}$$

➤ **Chargement**

- **Charges permanentes**

$$G_{solive} = 10.4 \text{ daN/ml (pour IPE120)}$$

$$G_{étage} = (484 + 180 + 18 + 10) \cdot 1.125 = 778.5 \text{ daN/ml}$$

$$G_{Total} = 778.5 \text{ daN/ml}$$

- **Surcharge d'exploitation**

$$Q = 100 \times 1.125 = 112.5 \text{ daN/ml}$$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \left(0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)$$

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

Désignons respectivement par F_c et F_a les résistances plastique des profilés en traction et de la dalle en compression.

Avec :

- $h_c = 80\text{mm}$
- $f_{ck} = 25\text{ MPa}$
- $f_y = 235\text{ MPa}$
- $\gamma_c = 1,5$
- $\gamma_m = 1,1$
- A_a : Section du profilé IPE 120 : $A_a = 1320\text{ mm}^2$

Donc :

$$F_c = 1125 \times 80 \times \left(0,85 \frac{25}{1,5}\right) = 127500\text{ daN}$$

$$F_a = 1320 \times \frac{235}{1,1} = 28200\text{ daN}$$

$F_a < F_c$ Donc l'axe neutre se situe dans la dalle.

La localisation de l'axe neutre est déterminé par de l'équation suivante :

$$z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$z = \frac{282000}{1125 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5}} = 17,6\text{m} \leq 80\text{mm}$$

➤ Vérification au moment fléchissant

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

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl.r.d} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

Avec :

- h_a : hauteur de profilé IPE120.
- h_p : hauteur des nervures.
- h_c : épaisseur de la dalle en béton.

Donc :

$$M_{pl.r.d} = 28200 \left(\frac{0,12}{2} + 0,08 + 0,055 - \frac{0,01769}{2} \right) = 5249,571\text{ dan.m}$$

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

$$Q_{ELU} = 1,35 G + 1,5 Q \rightarrow Q_{ELU} = 1,35 \times 778,5 + 1,5 \times 112,5$$

$$\rightarrow Q_{ELU} = 1219,725\text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{1219.725 \times 4.5^2}{8} = 3087.428 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = 5249.571 \text{ daN.m} > M_{sd} = 3087.428 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de cisaillement**

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{elu} \times l}{2} = \frac{1219.725.119 \times 4.5}{2} = 2744.381 \text{ daN}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 0.5 \times 0.58 \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{avec} \quad A_v = 629.52 \text{ mm}^2$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 0.5 \times 0.58 \times \frac{629.52 \times 235}{1.1} = 3900.162 \text{ daN}$$

$$0.5V_{ply.Rd} = 3900.162 \text{ daN} > V_{sd} = 2744.381 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la condition de flèche**

$$f_{adm} \leq f_{max} \quad \text{avec} \quad f_{max} = L/250 \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{5q_{els}L^4}{384 EI_1}$$

$$I_1 = I_a + A_a(z_a - z)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(\frac{h_c^2}{12} + \left(z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right)$$

➤ I_a : Moment d'inertie de la poutre ($I_a = I_y$).

➤ n : Coefficient d'équivalence Avec $n = \frac{E_a}{E'_c}$

E_a : Module d'élasticité de l'acier de construction. $E_a = 210000 \text{ MPa}$

E'_c : Module d'équivalence du béton avec $E'_c = \frac{E_{cm}}{2}$ pour les bâtiments d'habitation ;

$E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$ Pour un béton de classe C25/30.

$$n = \frac{210000}{30500/2} = 13.77$$

$$I_h = 317. \times 10^4 + 1320 \times (185 - 17.69)^2 + \frac{1125 \times 80}{13.77} \times \left(\frac{80^2}{12} + \left(17.69 - \frac{80}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_h = 46.867 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$Q_{ELS} = G + Q \rightarrow Q_{ELS} = 778.5 + 112.5$$

$$\rightarrow Q_{ELS} = 891 \text{ daN/ml}$$

$$f_{adm} = \frac{5 \times 891 \times 4.5^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 46.867 \times 10^{-6}} = 0.004 \text{ m}$$

$$f_{adm} = 0.004 \text{ m} < f_{max} = \frac{l}{250} = \frac{4.5}{250} = 0.018 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3 CALCUL DE L'ACROTÈRE

IV.3.1 Introduction

L'acrotère est un composant secondaire en béton armé, essentiel pour garantir l'étanchéité des terrasses non accessibles.

L'acrotère est une console intégrée dans le sol de la terrasse. Le calcul s'effectue en tenant compte de la flexion composée, sur une longueur de 1 m. L'effort normal résultant du poids propre et le moment de flexion engendré par la main courante sont pris en considération

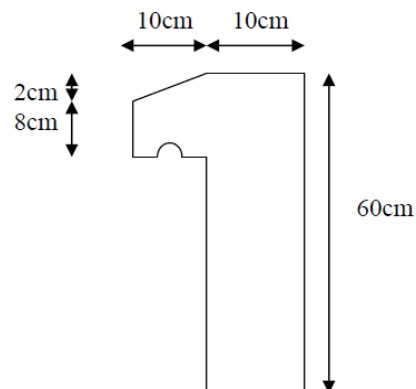


Figure IV.10. Schéma statique de l'acrotère



FigureIV.11. Photo de l'acrotère

IV.3.2 Calcul au séisme

D'après le [RPA version 2024, art 6-2-3], l'acrotère est défini comme un élément non structural soumis à une force horizontale "FP" résultant du séisme, calculée selon la formule suivante:

$$F_p = (A.I.S).C_p.(1+3h_z/H).W_p = (0.07 \times 1 \times 1.55) \times 0.8 \times (1+3 \times 3.06/35.28) \times 172.5 = 18.86 \text{ daN/ml} < Q = 100 \text{ daN/ml}$$

Avec :

$A = 0.07$: coefficient d'accélération (zone I, groupe 2 selon le tableau 3.2 du RPA2024).
 $C_p = 0.8$: Facteur de force horizontale (selon le tableau 6.1 du RPA).

$W_p = P \cdot P_{acrotère} = 172.5 \text{ daN/ml}$: poids de l'acrotère.

La charge d'exploitation Q de l'acrotère (due à une main courante) est donc plus prépondérante que l'action de la force due au séisme donc on prend $Q = 100 \text{ daN/ml}$

IV.3.3 Sollicitations agissant sur l'acrotère

Les sollicitations qui agissent sur l'élément secondaire non structural acrotère sont :

- Charge permanente (poids propre) $G_{acrotère} = 172.5 \text{ kg/ml}$.
- Charge d'exploitation (main courante) $Q = 100 \text{ kg/ml}$.

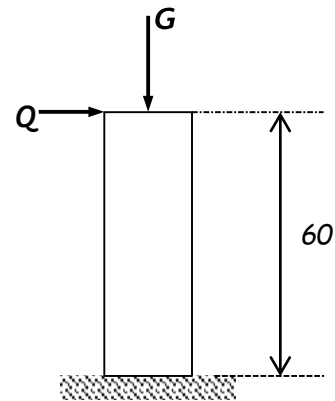


Figure IV.12. Charges sur l'acrotère

A l'ELU :

$$N_u = 1.35 \times 172.5 = 232.875 \text{ daN/ml}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 100 \times 0.6 = 90 \text{ daN.m}$$

➤ Excentricité du 1^{er} ordre

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_0 = \frac{90}{232.875} + 0.02 = 0.41 \text{ m}$$

Avec :

$$e_0 = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{h}{250}\right) = \left(2 \text{ cm}; \frac{60}{250}\right) = (2; 0.24) = 2 \text{ cm}$$

➤ Excentricité du 2^{ème} ordre

$$e_2 = \frac{3l^2}{10^4 b} (2 + \alpha\varphi) = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} \times (2 + 0.63 \times 0.2) = 0.0092 \text{ m}$$

Avec :

$$l_f = 2l = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

$$\varphi = 0.2 G$$

$$\alpha = \frac{G}{G+Q} = \frac{172.5}{172.5+100} = 0.63$$

- Sollicitation corrigée pour le calcul en flexion composée :

$$\begin{cases} N_u = 232.875 \text{ daN/ml} \\ M_u = N_u(e_1 + e_2) = 97.621 \text{ daN.m} \end{cases}$$

- Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_A = (e_1 + e_2) + (d - \frac{b}{2}) = (0.41 + 0.0092) + (0.09 - \frac{0.1}{2}) = 0.459 \text{ m} \\ M_{uA} = N_u \times e_A = 232.875 \times 0.459 = 106.936 \text{ daN.m} \end{cases}$$

A l'ELS :

$$N_s = 172.5 \text{ daN/ml}$$

$$M_s = Q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ daN.m}$$

$$e_{0s} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{60}{172.5} = 0.347 \text{ m}$$

- Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_A = e_{0s} + (d - \frac{b}{2}) = 0.347 + (0.09 - \frac{0.1}{2}) = 0.387 \text{ m} \\ M_{sA} = N_s \times e_A = 172.5 \times 0.387 = 66.758 \text{ daN.m} \end{cases}$$

IV.3.4 Ferrailage de l'acrotère

Le BAEL 91 (article 5-3-1) recommande de prendre en compte les éléments soumis aux intempéries, en réalisant le ferrailage pour des bandes d'une largeur de 1 mètre.

- Moment réduit de référence :

$$\mu_r = \frac{0.8h}{d} (1 - 0.4 \frac{h}{d}) = \frac{0.8 \times 0.1}{0.09} (1 - 0.4 \frac{0.1}{0.09}) = 0.493$$

- Moment réduit de agissant :

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.0011}{1 \times 0.09^2 \times 14.16} = 0.010$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.09 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.493 \rightarrow$ Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{uA}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.0011}{0.09 \times 348} = 0.351 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec :

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.09 \times (1 - 0.4 \times 0.012) = 0.090 \text{ m}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.010}) = 0.012$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \max\left(\frac{4}{\text{Périmètre}}; \frac{0.2B}{100}\right) = \max(3.74; 2) = 3.74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour les armatures longitudinales 5T10 avec $A_{st} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Pour les armatures de répartition on a :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour les armatures de répartition 4T10 avec $A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

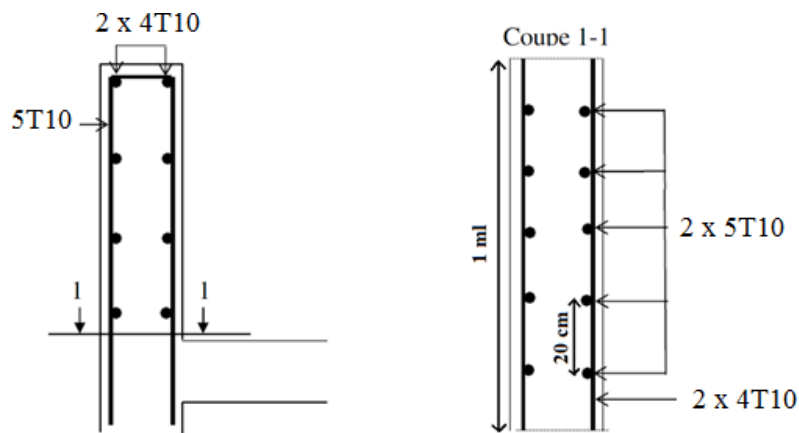


Figure IV.13. Disposition des armatures dans l'acrotère

CHAPITRE V :

Etude sismique

ETUDE SELON RPA99V2003

V.1 INTRODUCTION

Les actions dynamiques les plus complexes affectant les bâtiments découlent généralement des tremblements de terre. Ces comportements sismiques conduisent à des mouvements horizontaux principalement liés à la fondation. De plus, il crée une inertie au sein de la structure qui provoque un mouvement proéminent, car il s'oppose au mouvement du sol. L'objectif principal est d'évaluer les efforts de tremblement de terre où la structure est exposée et de vérifier les différents paramètres. Les calculs de tremblement de terre sont effectués conformément aux réglementations parasismiques de l'Algérie RPA99 / version 2003 (D.T.R-B.C-2.8), qui fournit trois méthodes de calcul :

la méthode statique équivalente, la méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse) et la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme. Sélectionnez une méthode

V.2 PRINCIPE DE LA METHODE MODALE SPECTRALE

Cette approche repose sur l'identification des modes de vibration caractéristiques de la structure ainsi que sur l'évaluation des effets maximaux causés par l'action sismique, laquelle est représentée par un spectre de réponse calculé. Les modes propres sont influencés par la masse de la structure.

V.3 CRITERES DE CLASSIFICATION PAR LE RPA99 V 2003

Dans ce contexte, la structure est localisée dans la wilaya de SIDI BEL ABBES, qui se situe dans une région à faible sismicité, classée en zone I. Ce bâtiment, destiné à un usage résidentiel, ne dépasse pas une hauteur de 48 mètres et est considéré comme une construction d'importance moyenne, appartenant au groupe 2. Étant donné que le sol est meuble, il est classé en catégorie S3..

V.4 ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

L'étude dynamique d'une structure a pour objectif de définir ses propriétés dynamiques essentielles. Cela se réalise en examinant son comportement lors de vibrations libres sans amortissement, ce qui permet d'estimer les forces et les déplacements maximaux en cas de séisme.

V.4.1. Modélisation de la structure

La modélisation consiste à élaborer un modèle qui représente fidèlement la structure réelle. Ensuite, des ajustements seront effectués pour que le comportement du modèle se rapproche au maximum de celui de la structure d'origine. Le logiciel ROBOT2024, qui se spécialise dans le calcul et la conception des structures d'ingénierie, en particulier dans le secteur du bâtiment et des infrastructures de génie civil, permet d'abord de réaliser la modélisation de la structure réelle.

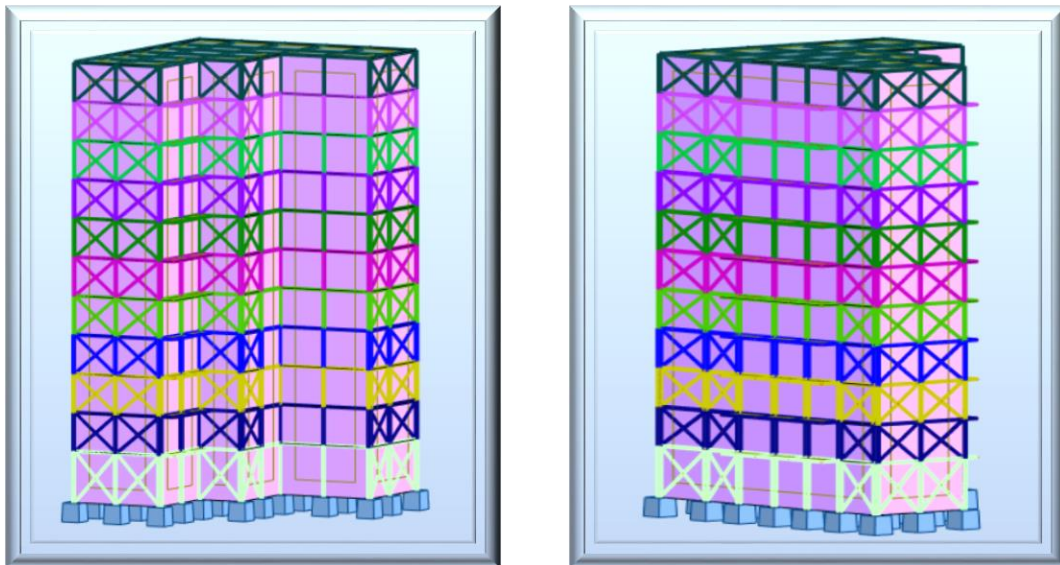


Figure V.1. Modèle de la structure en 3D.

V.4.2. Spectre de réponse de calcul

Le spectre de réponse de calcul suivant RPA99 V2003 :

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

Avec

- A : coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment
- η : facteur de correction d'amortissement.
- T1 et T2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

Site meuble S₃ : $\begin{cases} T_1 = 0.15 s \\ T_2 = 0.50 s \end{cases}$

- R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du Système de contreventement : Ossature contreventée par palée triangulées en X
- Q : Facteur de qualité donné par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

Critère q	P _q	
	Suivant X	Suivant Y
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	0.5	0.5
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
	Q _x = 1.25	Q _y = 1.25

Tableau V.I. Facteur de qualité suivant les deux sens.

V.4.3. Analyse modale spectacle

L'analyse modale spectrale fait référence à la méthode utilisée pour évaluer les effets maximaux d'un tremblement de terre sur une structure. Cette approche se distingue par une sollicitation sismique représentée sous la forme d'un spectre de réponse..

Cette forme d'analyse peut être utilisée sur n'importe quel type de structure, offrant des résultats souvent précis et satisfaisants, à condition d'avoir réalisé une modélisation adéquate..

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone sismique I (SIDI BEL ABBES).
- Groupe d'usage 2 (ouvrages d'importance moyenne). > H_{total}<48m
- Site meuble (S3).
- Pourcentage d'amortissement ($\xi = 5\%$).
- Coefficient de comportement (R = 4).> palees en X selon paragraphe 8.4.2 rpa99v2003
- Facteur de qualité (Q = 1.25) suivant X.
- Facteur de qualité (Q = 1.25) suivant Y.

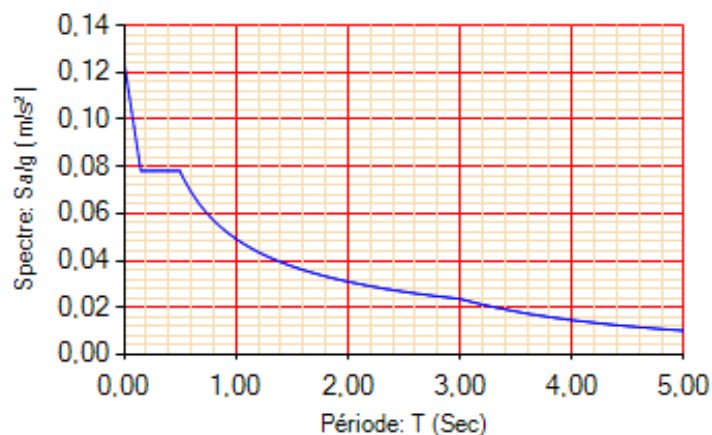


Figure V.2. Spectre de réponse selon RPA99 V 2003

V4.4. Resultats modals

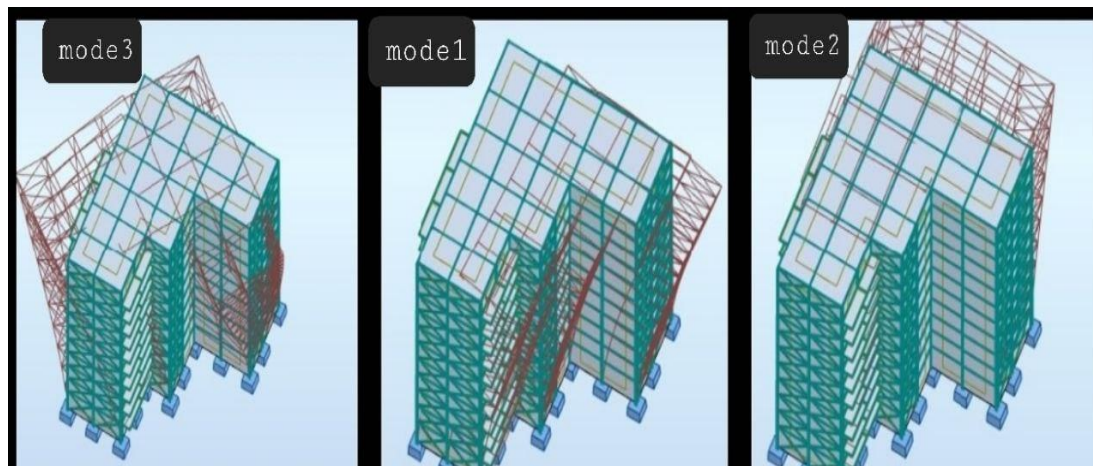


Figure V.3. Les 3 premiers modes de vibration lors du séisme.

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses,c UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,74	1,36	71,25	0,23	0	71,25	0,23
2	0,93	1,07	71,48	73,48	0	0,24	73,25
3	1,48	0,68	72,52	73,48	0	1,04	0
4	2,64	0,38	91,4	73,53	0,01	18,88	0,06
5	3,25	0,31	91,47	91,3	0,02	0,07	17,77
6	4,98	0,2	91,72	91,32	0,02	0,25	0,02
7	5,37	0,19	96,62	91,34	0,03	4,89	0,03
8	5,79	0,17	96,62	91,34	0,17	0,01	0
9	5,9	0,17	96,64	91,34	1,92	0,02	0
10	5,99	0,17	96,64	91,34	2,11	0	0

Tableau V.2. résultats des périodes et des masses cumulées

V.5 VERIFICATION DE LA STRUCTURE

V.5.1.Vérification de la période fondamentale de la structure

La valeur de T, obtenue grâce au logiciel AUTODESK Robot, ne doit pas excéder de plus de 30% celle estimée à l'aide de la formule empirique adéquate

La période fondamentale obtenu par le logiciel : T = 1.36 s.

La période empirique est donnée par les formules suivantes :

$$Temp1 = C_T H_N^{3/4} \text{ ET } Temp2 = 0.09 \frac{H_n}{\sqrt{D}}$$

$$Temp = \min[Temp1; Temp2] = \min \left[C_T H_n^{3/4}; 0.09 \frac{H_n}{\sqrt{D}} \right]$$

h_N : Hauteur en mètre de la base de la structure au dernier niveau N.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Dans ce cas : $\begin{cases} C_T = 0.05 \text{ et } H_n=35.28\text{m} \\ D_x= 20.45\text{m et } D_y=22.25\text{m} \end{cases}$

Donc

$$T_x = \min[0.05 \times 35.28^{3/4}; 0.09 \times 35.28 / \sqrt{20.45}] = 0.702s$$

$$T_y = \min[0.05 \times 35.28^{3/4}; 0.09 \times 35.28 / \sqrt{22.25}] = 0.67s$$

CAS	Periode a utiliser
T analytique < T empirique	T analytique
T empirique < T analytique < 1.3T empirique	T empirique
T analytique > 1.3T empirique	1.3T empirique

Tableaux V.3 les cas des périodes fondamentales

Donc :

$$1.3T_x = 1.3 \times 0.7 = 0.91s$$

$T_{analytique} = 1.36s > 1.3T_x = 0.91s$ donc on prend $T = 0.91s$ sur le sens X

$$1.3T_y = 1.3 \times 0.67 = 0.871s$$

$T_{analytique} = 1.36s > 1.3T_y = 0.871s$ donc on prend $T = 0.81s$ sur le sens Y

Constat et justification :

L'analyse modale effectuée sous Robot Structural Analysis a révélé une période fondamentale analytique ($T = 1.36s$) supérieure à la limite normative de $1.3T_x = 0.91s$ et $1.3T_y = 0.871s$ (selon l'article 4.2.5 du RPA 2003). Cette divergence s'explique principalement par la flexibilité inhérente aux structures en charpente métallique, combinée aux contraintes architecturales ayant limité l'ajout de contreventements supplémentaires. Dans ce cas on peut tolérer par une période un peu plus grande à la limite citée

V.5.2.Vérification de la force sismique à la base

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

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

- A : Coefficient d'accélération de la zone : suivant la zone sismique et le groupe d'usage de bâtiment (A = 0.12).
- D : Coefficient d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

- T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site (T₂ = 0.5 s).
- η : facteur de correction d'amortissement avec ξ (%) le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif.

(Acier dense) ξ = 5 % → η=1

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$D_x = 2.5 \times 1 \times \left(\frac{0.5}{0.91}\right)^{2/3} = 1.67$$

$$D_y = 2.5 \times 1 \times \left(\frac{0.5}{0.871}\right)^{2/3} = 1.72$$

- Q : Facteur de qualité (Q_x = Q_y=1.25).
- R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement (R = 3).
- W : Poids total de la structure (calculée par ROBOT) W = 21552.6165KN=2155261.65 daN

$$V_x = \frac{0.1 \times 1.67 \times 1.3}{3} \times 21552.6165 = 1124.77 \text{ KN} = 112477 \text{ daN}$$

$$V_y = \frac{0.1 \times 1.72 \times 1.2}{3} \times 21552.6165 = 1158.45 \text{ KN} = 115845 \text{ daN}$$

Il est habituel de fixer une condition stipulant que la force sismique résultante à la base, calculée par la méthode modale (V_t), ne doit pas être inférieure à 80 % de la force sismique résultante obtenue par la méthode statique équivalente (V). Après avoir appliqué le spectre de calcul dans les deux directions de la structure, les résultats sont les suivants.

À la suite de l'application du spectre de calcul dans les deux directions de la structure, les résultats se présentent comme suit :

	Somme F _x (KN)	Somme F _y (KN)
E _x	892.16	336.28
E _y	202.43	985.55

Tableau V.4. Les forces sismiques suivant les deux sens.

$$V_{xdynamique} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 953.4325 \text{KN} = 95343.25 \text{ daN}$$

$$V_{ydynamique} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 1006.1245 \text{KN} = 100612.45 \text{ daN}$$

	V _t (daN)	V (daN)	80% V (daN)	V _t > 80% V
V _x	95343.25	112477	89981.6	Vérifiée
V _y	100612.45	115845	92676	Vérifiée

Tableau V.5. Comparaison de V_{dyn t} avec 80% V.

V.5.3 Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

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

Le déplacement relative au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

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

Les mouvements latéraux d'un étage par rapport à l'étage voisin doivent respecter l'article 5.10, ce qui implique qu'ils ne doivent pas excéder 1 % de la hauteur de l'étage. Les résultats dans les tableaux suivants :

Suivant X :

Tableau V.6 les déplacements dans le sens X

Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	H/10 (cm)	Condition
RDC	0,825	0,094	0,825	0,094	4,08	Vérifié
1	1,677	0,195	0,852	0,101	3,06	Vérifié
2	2,679	0,309	1,002	0,114	3,06	Vérifié
3	3,798	0,434	1,119	0,124	3,06	Vérifié
4	4,988	0,576	1,19	0,143	3,06	Vérifié
5	6,332	0,71	1,344	0,133	3,06	Vérifié
6	7,691	0,854	1,359	0,144	3,06	Vérifié
7	9,064	0,996	1,373	0,142	3,06	Vérifié
8	10,442	1,138	1,378	0,142	3,06	Vérifié
9	11,786	1,273	1,344	0,135	3,06	Vérifié
10	13,055	1,378	1,269	0,106	3,06	Vérifié

Suivant Y :

Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	H/100(cm)	Condition
RDC	0,058	0,576	0,058	0,576	4,08	Vérifié
1	0,114	1,249	0,056	0,673	3,06	Vérifié
2	0,179	2,016	0,065	0,767	3,06	Vérifié
3	0,25	2,853	0,071	0,837	3,06	Vérifié
4	0,326	3,771	0,076	0,918	3,06	Vérifié
5	0,409	4,728	0,083	0,957	3,06	Vérifié
6	0,494	5,709	0,085	0,98	3,06	Vérifié
7	0,581	6,682	0,086	0,973	3,06	Vérifié
8	0,667	7,649	0,087	0,967	3,06	Vérifié
9	0,752	8,571	0,085	0,922	3,06	Vérifié
10	0,833	9,419	0,081	0,848	3,06	Vérifié

Tableau V.7 les déplacements dans le sens Y

V.5.4 Conclusion :

L'évaluation effectuée selon la méthode RPA99V2003 fournit des résultats conformes aux normes en vigueur dans le domaine spécifié. Les paramètres employés (à énumérer si possible) assurent une analyse précise dans le contexte décrit. Pour renforcer la solidité des conclusions, il serait pertinent de vérifier les hypothèses ou de les comparer avec d'autres approches. Enfin, il serait judicieux d'envisager une actualisation des données d'entrée ou d'examiner la sensibilité aux variations afin d'améliorer la précision des résultats.

ETUDE SELON RPA 2024

V.6 INTRODUCTION :

Indéniablement, Sans conteste, les séismes constituent l'un des impacts les plus dévastateurs sur les zones urbaines. Ils se produisent suite à la libération soudaine de l'énergie potentielle accumulée dans les roches, causée par les mouvements relatifs des différentes sections de la croûte terrestre. Lorsque la contrainte dépasse un certain seuil, un déséquilibre se crée, générant des ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent le sol. Ces vibrations du sol provoquent un déplacement de la structure en modifiant son support, et cette excitation est amplifiée à l'intérieur de la structure en fonction de divers facteurs, tels que la période de la structure et la nature du sol. Pour garantir une protection adéquate des vies humaines, il est crucial de concevoir des bâtiments capables de résister à ce phénomène, ce qui a conduit à l'émergence de constructions parasismiques, généralement fondées sur des études dynamiques. L'objectif principal est d'abord d'identifier les forces.

V.7 PRINCIPE DE LA METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE :

Cette approche repose sur l'identification des modes de vibration caractéristiques de la structure ainsi que sur l'évaluation des effets maximaux causés par l'action sismique, laquelle est représentée par un spectre de réponse calculé. Les modes propres sont influencés par la masse de la structure.

V.8 CRITERES DE CLASSIFICATION PAR LE RPA2024 :

Il est très important de connaître la classification de notre ouvrage surtout avec les nouveaux changements dans RPA 2024 :

- La structure se trouve dans la wilaya de SISDI BELABEES, qui est divisée sur 4 zones sismique I, II, III, IV et notre cas la commune de Ras El Ma se situe dans la zone I
- L'ouvrage est un bâtiment à usage d'habitation et sa hauteur ne dépasse pas 48 mètres.
- Il est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne, groupe 2.
- Le site est classé comme meuble donc il est classé en catégorie S3.

V.9 ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :

L'analyse dynamique des structures vise à déterminer les propriétés dynamiques de la structure concernée. Cela résulte de l'étude de son comportement en vibration libre, sans amortissement. Cette analyse permet de calculer les forces et les déplacements maximaux en cas de séisme.

V.9.1 Modélisation de la structure

La modélisation implique la création de modèles fondés sur des structures réelles. Ensuite, des modifications sont apportées pour garantir une adéquation maximale avec le comportement de la structure initiale. Le logiciel ROBOT a été spécialement conçu pour les ouvrages d'art, en particulier pour les calculs et le dimensionnement en génie civil et en structures, ce qui permet dans un premier temps de modéliser des structures réelles de manière simplifiée..

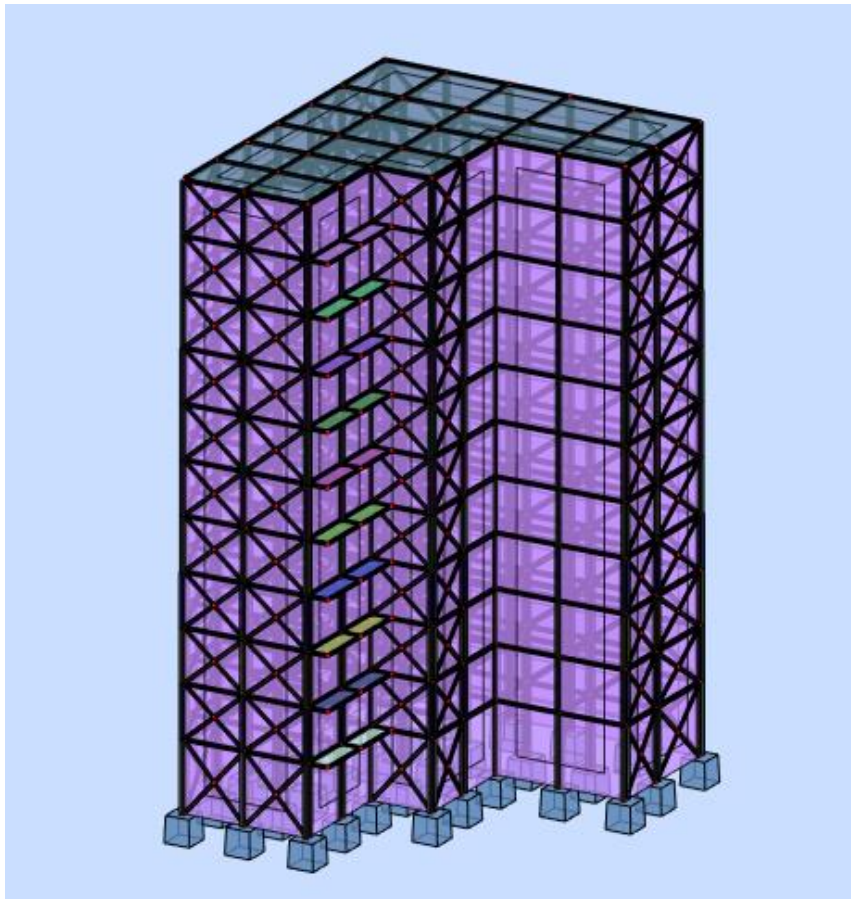


Figure V. 4 Modèle de la structure en 3D.

V.9.2 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de réponse horizontal de calcul suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_E}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_E}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_E}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_E}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

- A : Coefficient d'accélération de zone (tableau 3.2 RPA).

Ouvrage courant ou importance moyen donc : group d'usage 2

La classification sismique de la WILAYA SIDI BELABEES : Zone I

par commune Donc : A = 0.07

- η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

Pourcentage d'amortissement (ξ = 5 %).

- T1 et T2 et T3 Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site et donnée par le tableau (3.4) Du RPA2024 :

$$\text{Site meuble (S3)} \begin{cases} T_1 = 0.15s & T_2 = 0.4s \\ T_3 = 1.2s \end{cases}$$

- R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du Système de contreventement : Ossature contreventée par palées triangulées en X
- Q : Facteur de qualité donné par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Catégorie	Critère	Si non observe	Sens X	Sens Y
b	1) Régularité en plan	0.05	0.05	0.05
b	2) Régularité en élévation	0.20	0	0
b	3) Redondance en plan	0.05	0.05	0.05
	Total		Qx=1.1	Qy=1.1

Tableau V.8: Facteur de qualite Qf selon RPA2024

$$Q = 1 + \sum_1 Pq$$

$$Q_x = 1 + 0.1 = 1.1$$

$$Q_y = 1 + 0.1 = 1.1$$

V.9.3 Analyse modale spectacle :

L'analyse modale spectrale est une technique employée pour évaluer les impacts maximaux d'un tremblement de terre sur une construction. Cette méthode se distingue par une excitation sismique représentée sous la forme d'un spectre de réponse.

Cette forme d'analyse peut être utilisée sur n'importe quel type de structure, offrant des résultats souvent précis et satisfaisants, à condition d'avoir réalisé une modélisation adéquate

Caractéristiques de spectre		
1. Zone sismique		I
2. Groupe d'usage		2
3. Catégorie du site		Meuble « S3 »
4. Pourcentage d'amortissement « ξ »		5%
5. Coefficient de comportement « R »		4.5
6. Facteur de qualité	Suivant « X »	1.1
	Suivant « Y »	1.1

Tableau V.9. Caractéristiques du spectre

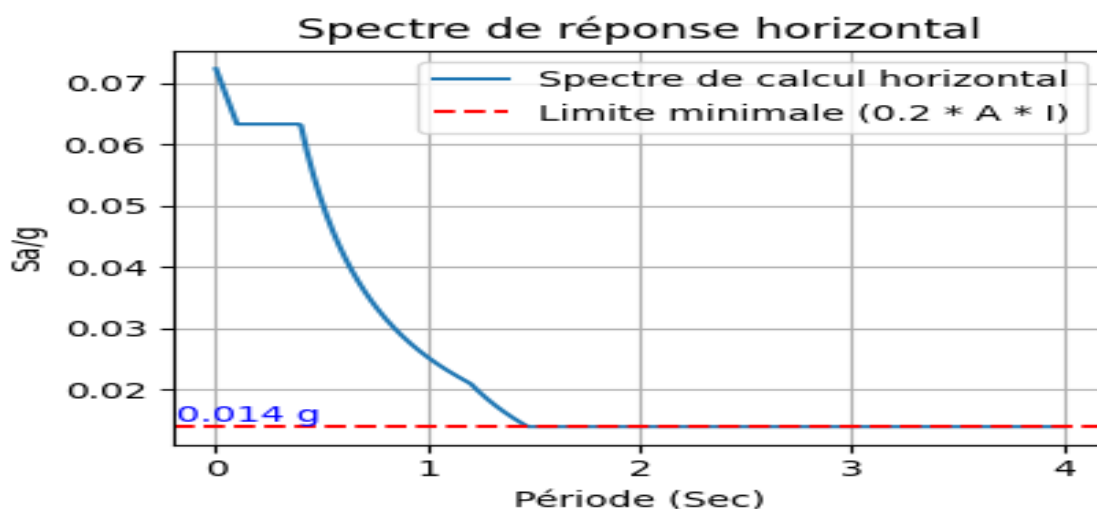


Figure V. 5 : Spectre de réponse horizontale de RPA2024

Remarque: on a pas prend le spectre de réponse vertical en considération et la justification dans ce tableau:

Zonage sismique	Coefficient d'accélération				
	A.I (horizontal)	A _v .I (vertical)			
		Catégorie d'Importance			
		1A	1B	2	3
I	0.07 I	0.054	0.046	0.039	0.031
II	0.10 I	0.077	0.066	0.055	0.044
III	0.15 I	0.116	0.099	0.083	0.066
IV	0.20 I	0.252	0.216	0.180	0.144
V	0.25 I	0.315	0.270	0.225	0.180
VI	0.30 I	0.378	0.324	0.270	0.216

L'action sismique verticale, A_v, est obligatoire lorsque (A_v.I.g) dépasse **0.25 g**

Tableau V.10. Coefficient d'accélération en fonction de groupe d'usage

➤ **Nombre de modes à considérer :**

D'après le RPA 2024:

Pour une structure modélisée dans un plan selon deux axes orthogonaux, il est nécessaire que le nombre de modes de vibration à retenir pour chacune des deux directions d'excitation respecte :

- La somme des masses modales effectives des modes sélectionnés est d'au moins 90 % de la masse totale de la structure.

Tableau V. 11 : périodes et facteurs de participation modale

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses,c UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,74	1,36	71,25	0,23	0	71,25	0,23
2	0,93	1,07	71,48	73,48	0	0,24	73,25
3	1,48	0,68	72,52	73,48	0	1,04	0
4	2,64	0,38	91,4	73,53	0,01	18,88	0,06
5	3,25	0,31	91,47	91,3	0,02	0,07	17,77
6	4,98	0,2	91,72	91,32	0,02	0,25	0,02
7	5,37	0,19	96,62	91,34	0,03	4,89	0,03
8	5,79	0,17	96,62	91,34	0,17	0,01	0
9	5,9	0,17	96,64	91,34	1,92	0,02	0
10	5,99	0,17	96,64	91,34	2,11	0	0

Remarque : la participation de la masse atteint les 90% dans le 4^{ème} mode avec une participation de masse égale a 91.4% dans le sens x et de 91.3 % dans 5eme mode sens y.

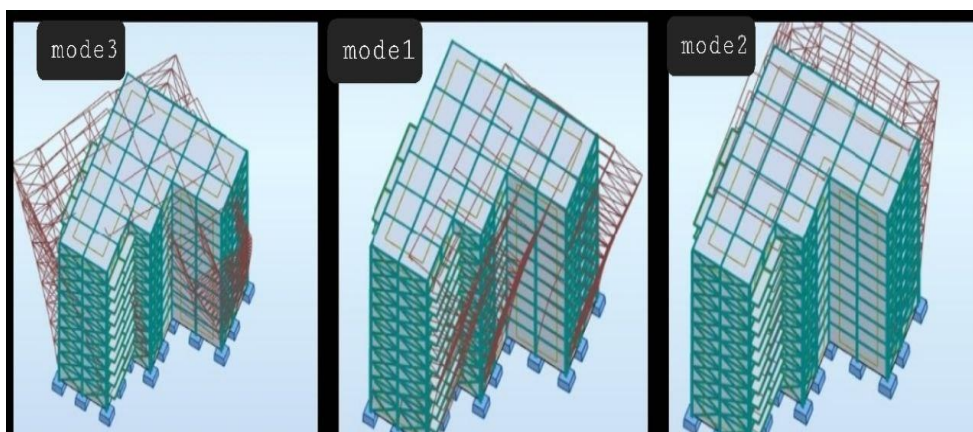


Figure V. 5. Les 3 premiers modes de vibration lors du séisme.

V.9.4.results des excentricite suivant ROBOT:

Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm2]	Iy [kgm2]	Iz [kgm2]	ex0 [m]	ey0 [m]
Etage 1	191642,27	7,10 12,55 4,08	7,24 11,69 2,47	7531355,02	5784773,51	13316128,52	0,14	0,87
Etage 2	191642,27	7,10 12,55 7,14	7,24 11,69 6,00	7531355,02	5784773,51	13316128,52	0,14	0,87
Etage 3	191642,27	7,10 12,55 10,2	7,24 11,69 9,06	7531355,02	5784773,51	13316128,52	0,14	0,87
Etage 4	191642,27	7,10 12,55 13,2	7,24 11,69 12,1	7531355,02	5784773,51	13316128,52	0,14	0,87
Etage 5	191642,31	7,10 12,55 16,3	7,24 11,67 15,3	7531356,84	5780074,26	13311431,10	0,14	0,88
Etage 6	191642,27	7,10 12,55 19,3	7,24 11,67 18,3	7531355,02	5784773,51	13316128,52	0,14	0,88
Etage 7	191642,27	7,10 12,55 22,4	7,24 11,67 21,4	7531355,02	5784773,51	13316128,52	0,14	0,88
Etage 8	191642,27	7,10 12,55 25,5	7,24 11,67 24,4	7531355,02	5784773,51	13316128,52	0,14	0,88
Etage 9	191642,27	7,10 12,55 28,5	7,24 11,62 27,6	7531355,02	5784773,51	13316128,52	0,14	0,93
Etage 10	191642,27	7,10 12,55 31,6	7,24 11,62 30,6	7531355,02	5784773,51	13316128,52	0,14	0,93
Etage 11	238838,93	7,27 12,36 34,6	7,24 11,62 33,7	8830000,72	6938441,85	15768442,56	0,03	0,74

Tableau V.12. Résultats des masses et des excentricités

V.10 Vérification de la structure :

V.10.1 Vérification de la période fondamentale de la structure :

La valeur de T, obtenue grâce au logiciel AUTODESK Robot, ne doit pas excéder de plus de 30% celle estimée à l'aide de la formule empirique adéquate. (**Art (4.2.4)**) :

La période fondamentale obtenu par le logiciel : $T = 1.36$ s

La période fondamentale de la structure est donnée par la formule suivante :

$$T = C_t h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 35.28\text{m}$$

- C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.
 $C_t = 0.05$; d'après (tableau 4.3 RPA2024)

Cas	Période utilise
$T_{\text{Robot}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$	T_{Robot}
$T_{\text{Robot}} > 1.3 T_{\text{empirique}}$	$1.3 T_{\text{empirique}}$

Tableau V.13. Vérification des cas des périodes

$$T = 1.36 \text{ s} > 1.3 T_{\text{x empirique}} = 1.3 \times 0.72 = 0.939 \text{ s} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Étant donné qu'il s'agit d'une structure en métal, nous pouvons envisager une période fondamentale légèrement supérieure à celle obtenue par des méthodes empiriques. En effet, nous avons rencontré des défis techniques lors de l'intégration des contreventements, ce qui influence le comportement dynamique de la construction. Il est donc essentiel d'introduire une certaine flexibilité pour assurer le bon fonctionnement de la structure tout en respectant les exigences de stabilité et de sécurité..

V.10.2 Vérification de la force sismique à la base :

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

$$V = \lambda \times \frac{S_{ad}}{g} \times T(0)W$$

$S_{ad}/g \cdot T(0)$: Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3) pour la période T_0

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée (cf. § 4.2.4)

λ : Coefficient de correction

$\lambda=0.85$ si $T_0 < 2(T_2)$ autrement en prend $\lambda=1$

W : le poids total de la structure donne par logiciel ROBOT: $W=21552.6165\text{KN}=215526.165\text{daN}$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site ($T_2 = 0.4$ s).

η : facteur de correction d'amortissement avec ξ (%) le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif. (Acier dense) $\xi = 5\% \rightarrow \eta = 1$

$$T_2 < T_0 < T_3 \text{ donc : } \frac{S_{ad}}{g}(T) = A \cdot I \cdot S \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \left[\frac{T_2}{T} \right] = 0.07 \cdot 1 \cdot 1.55 \left[2.5 \cdot \frac{1.1}{4.5} \right] \left[\frac{0.4}{0.939} \right] = 0.028$$

Calcul de l'effort sismique à la base (V) :

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} T(0)w$$

$$V = 1 \cdot 0.028 \cdot 21552.6165 = 603.473\text{KN} = 60347.3\text{daN}$$

$$0.8V = 0.8 \cdot 58192.06 = 48277.84\text{daN}$$

D'après le RPA2024 (article 4.3.6) :

Il est habituel de fixer une condition stipulant que la force sismique résultante à la base, calculée par la méthode modale (V_t), ne doit pas être inférieure à 80 % de la force sismique résultante obtenue par la méthode statique équivalente (V). Après avoir appliqué le spectre de calcul dans les deux directions de la structure, les résultats sont les suivants:

Tableau V. 14 : Les forces sismiques suivant les deux sens.

	Global Fx (KN)	Global Fy (KN)
Ex	791.05	277.61
Ey	181.57	950.02

$$V_{\text{dynamique}} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 83834.8 \text{ daN}$$

$$V_{\text{dynamique}} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 96721.5 \text{ daN}$$

Tableau V. 15 : Comparaison de V_{dyn} t avec 80% V.

	Vt (daN)	V (daN)	80% V (daN)	Vt > 80% V
Vx	83834.8	60347.3	48277.84	Vérifiée
Vy	96721.5	60347.3	48277.84	Vérifiée

V.10.3 Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

D'après le **RPA99/Version2003**, Le **déplacement horizontal** à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

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

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" peut être calculé suit :

$$\Delta(k) = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \rightarrow \quad \Delta(k) \leq 1\%h_e$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Niveau	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	1%h _e (cm)	Remarque
RDC	0,17	0,02	0,17	4.08	CV
1^{er} étage	0,33	0,04	0,16	3.06	CV
2^{ème} étage	0,507	0,062	0,177	3.06	CV
3^{ème} étage	0,697	0,084	0,19	3.06	CV
4^{ème} étage	0,893	0,109	0,196	3.06	CV
5^{ème} étage	1,112	0,133	0,219	3.06	CV
6^{ème} étage	1,334	0,159	0,223	3.06	CV
7^{ème} étage	1,564	0,185	0,229	3.06	CV
8^{ème} étage	1,8	0,211	0,236	3.06	CV
9^{ème} étage	2,035	0,237	0,236	3.06	CV
10^{ème} étage	2,261	0,258	0,226	3.06	CV

Tableau V. 16 : Déplacements résultants suivant X.

Niveau	UX [cm]	UY [cm]	dr UY [cm]	1%h _e (cm)	Remarque
RDC	0,013	0,134	0,134	4.08	CV
1^{er} étage	0,025	0,286	0,152	3.06	CV
2^{ème} étage	0,037	0,456	0,169	3.06	CV
3^{ème} étage	0,051	0,637	0,182	3.06	CV
4^{ème} étage	0,065	0,834	0,196	3.06	CV
5^{ème} étage	0,08	1,037	0,203	3.06	CV
6^{ème} étage	0,095	1,245	0,209	3.06	CV
7^{ème} étage	0,112	1,454	0,209	3.06	CV
8^{ème} étage	0,128	1,664	0,210	3.06	CV
9^{ème} étage	0,145	1,867	0,202	3.06	CV
10^{ème} étage	0,161	2,054	0,187	3.06	CV

Tableau V. 17 : Déplacements résultants suivant Y.

V.10.4 Conclusion :

Ce chapitre présente l'analyse du comportement de la structure face aux séismes, réalisée en utilisant la méthode d'analyse modale spectrale, conformément à la dernière version de la RPA 2024. La sélection et l'agencement des contreventements ont été établis afin de satisfaire aux critères relatifs à la période, aux efforts tranchants et aux déplacements.

RPA2024 VS RPA99 V2003

V.11 Comparaison des études sismiques : RPA 2003 vs RPA 2024

Cette comparaison présente les différences et similarités majeures entre les deux approches de calcul sismique, l'une selon la réglementation RPA99 version 2003 et l'autre selon la RPA2024. L'analyse porte sur plusieurs aspects, notamment la classification sismique, les coefficients utilisés, les spectres de réponse, la modélisation, la période fondamentale, la force sismique à la base et les déplacements inter-étages.

V11.1 Tableau comparatif entre RPA 2003 et RPA 2024

Aspect	RPA 2003	RPA 2024
Zone sismique (SIDI BEL ABBES)	Zone I	Zone I (par commune)
Méthode utilisée	Analyse modale spectrale	Analyse modale spectrale
Coefficient d'accélération A	0.10	0.07
Périodes caractéristiques (S3)	T1=0.15s, T2=0.50s	T1=0.15s, T2=0.40s, T3=1.2s
Coefficient de comportement R	4	4.5
Facteur de qualité Q	1.25	1.1
T fondamentale calculée	1.36 s	1.36 s
Période max normative	0.91 s (X), 0.871 s (Y)	0.939 s
Poids total structure	21552.62 kN	21552.62 kN
Force sismique V base	1124.77 kN (X), 1158.45 kN (Y)	603.473 kN
Déplacements inter-étages	Conformes (max ~1.37 cm)	Conformes (max ~0.23 cm)
Taux de participation des masses	91.47% (X), 91.3% (Y)	91.4% (X), 91.3% (Y)

Tableau.V.18 comparaison entre RPA99V2003 et RPA 2024

V11.2 CONCLUSION :

Les conséquences pour la conception parasismique : La version RPA 2024 entraîne des sollicitations sismiques inférieures à celles du RPA 2003 pour cette région, ce qui pourrait engendrer des économies dans le dimensionnement. Toutefois, l'intégration de nouvelles périodes spectrales (T3) et l'ajustement des coefficients R et Q nécessitent une analyse approfondie du comportement non linéaire de la structure. Les exigences en matière de ductilité (R = 4.5) et les limites de déformation (déplacements réduits) demeurent des aspects critiques à respecter.

V.12. RECOMENDATION FINALE

Une vérification complémentaire sous RPA 2024 est nécessaire pour s'assurer que la réduction des forces sismiques ne masque pas des exigences plus strictes sur la ductilité locale ou les détails constructifs. La conformité aux déplacements et la stabilité sous séisme modéré à fort doivent être réévaluées.

V.13. CHOIX FINALE DES PROFILES

Elément	RPA 2024	Combinaison défavorable	RPA99 V2003	Combinaison défavorable	Justification
Poutre principale étage Courant	IPE 240	1.35G+1.5Q	IPE 240	1.5G+1.5Q	IPE200 du prédimensionnement ne répond pas à tous les conditions
Poutre principale terrasse	IPE 270	1.35G+1.5Q	IPE 270	1.35G+1.5Q	IPE220 du prédimensionnement ne répond pas à tous les conditions
Poutre de console	IPE 200	G+0.2Q +1.4EY	IPE 200	G+Q+EY	IPE 200 du prédimensionnement répond à tous les conditions
Les poteaux	Type1 : HEA 450 Type2 : HEA 320 Type3 : HEA 260	G+0.2Q +1.4EX	Type1 : HEA 450 Type2 : HEA 320 Type3 : HEA 260	G+Q+EX	HEA160 et HEA220 et HEA260 du prédimensionnement ne répondent pas à tous les conditions
Poutre secondaire (chainage)	IPE 200	G+0.2Q +1.4EX	IPE 200	G+Q+EX	IPE120 du prédimensionnement ne répond pas à tous les conditions
Contreventement X	UPN 200	G+0.2Q +1.4EX	UPN 200	G+Q+EX	-Augmentation de la rigidité de la structure - Réduction de la période fondamentale -UPN180 pas suffisant pour la réduction de la période
Solive(terrasse,eta ges)	IPE 120	1.35G+1.5Q	IPE 120	1.35G+1.5Q	IPE120 du calculs de plancher mixte répond à tous les conditions (Chapitre4)

Tableau V.19 les choix des profilés avec justification

REMARQUE

Le choix final des profilés dépend des calculs d'études sismique et aussi les vérifications de la partie de dimensionnement finale, ainsi, tous les détails des calculs sont présentés dans le chapitre VI (dimensionnement des éléments principales et secondaire) pour vérifier le changement des nouveaux profils métallique à savoir : les poteaux et les poutre

CHAPITRE VI :

*Dimensionnement des éléments
structuraux et secondaires*

VI.1. INTRODUCTION

La solution la plus rentable pour les bâtiments à plusieurs niveaux est basée sur des structures en acier rigides simples. Cette configuration comprend les rayons principaux et les piliers, tandis que les éléments secondaires incluent les rayons et les violations secondaires. Il est important d'identifier et de valider tous les composants de la structure afin qu'ils puissent prendre en charge les charges chargées tout en respectant les normes définies par le CCM97

VI.2. DIMENSIONNEMENT DES POUTRES PRINCIPALES

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

VI.2.1. Poutre principale de terrasse

Pour les poutres principales de terrasse, des profilés en IPE 270 ont été utilisés. Selon le logiciel Autodesk Robot, nous considérons les valeurs de charges maximales selon la combinaison la plus défavorable, qui est 1.35G +1.5Q avec :

$$M_{sd} = 66.11 \text{ KN.m} = 6611 \text{ daN.m} \quad V_{sd} = 94.54 = 9454 \text{ daN}$$

VI.2.1.1. Classe du profilé IPE 270

➤ Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{219.6}{6.6} = 33.272 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

➤ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{135/2}{10.2} = 6.61 \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

VI.2.1.2. Vérification du cisaillement

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 2209.32 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 2209.32}{1.1} = 273754.8327 \text{ N} = 27375.483 \text{ daN}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 136687.741 \text{ daN} > V_{sd} = 9454 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.1.3. Vérification du moment fléchissant

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

Remarque : la semelle comprimée des poutres est maintenue latéralement par la dalle en béton, c.-à-d. qu'on a aucun risque de déversement

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{123.9 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 103400000 \text{ N.mm} = 13400 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = 13400 \text{ daN.m} > M_{Sd} = 6611 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE270 satisfait l'ensemble des exigences de la norme CCM97 relatives à la vérification de la résistance.

VI.2.2. Poutre principale pour étage courant

Pour les poutres principales de l'étage courant, des profilés en IPE 240 ont été utilisés. Selon le logiciel Autodesk Robot, nous considérons les valeurs de charges maximales selon la combinaison la plus défavorable, qui est 1.35G + 1.5 Q avec :

$$M_{Sd} = 73.78 \text{ KN.m} = 7378 \text{ daN.m} \quad V_{Sd} = 90.19 \text{ KN} = 9019 \text{ daN}$$

VI.2.2.1. Classe du profilé IPE 240

➤ Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{190.4}{6.2} = 30.70 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

➤ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{120/2}{9.8} = 6.12 \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

VI.2.2.2. Vérification du cisaillement

On doit vérifier que : $V_{Sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 1912.76 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 1912.76}{1.1} = 237008.35 \text{ N} = 23700.835 \text{ daN}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 11850.4175 \text{ daN} > V_{Sd} = 9019 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.2.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{366.6 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 78319090.91 \text{ N.mm} = 7831.909 \text{ daN.m}$$

Le profilé IPE240 satisfait l'ensemble des exigences de la norme CCM97 relatives à la vérification de la résistance.

VI.2.3. Poutre secondaire

Pour les poutres secondaire, des profilés en IPE 200 ont été utilisés. Selon le logiciel Autodesk Robot, nous considérons les valeurs de charges maximales selon la combinaison la plus défavorable, qui est $G + 0.2Q + 1.4Ex$ avec :

$$M_{Sd} = 21.74 \text{ KN.m} = 2174 \text{ daN.m} \quad V_{Sd} = 83.49 \text{ KN} = 8349 \text{ daN}$$

VI.2.3.1. Classe du profilé IPE 200

➤ Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{159}{5.6} = 28.39 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

➤ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{100/2}{8.5} = 5.88 \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

VI.2.3.2. Vérification du cisaillement

On doit vérifier que : $V_{Sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r)t_f = 1401.6$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 1401.6}{1.1} = 173670.9818 \text{ N} = 17367.098 \text{ daN}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 8683.549 \text{ daN} > V_{Sd} = 8349 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

VI.2.3.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{Ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{220.6 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 47128181.82 \text{ N.mm} = 4712.818 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = 4712.818 \text{ daN.m} > M_{Sd} = 2174 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée.

Le profilé IPE200 satisfait l'ensemble des exigences de la norme CCM97 relatives à la vérification de la résistance.

VI.2.4. Poutre de console étage courant

Pour les poutres de console étage, des profilés en IPE 200 ont été utilisés. Selon le logiciel Autodesk Robot, nous considérons les valeurs de charges maximales selon la combinaison la plus défavorable, qui est $G + 0.2Q + 1.4EY$

$$M_{Sd} = 39.12 \text{ KN.m} = 3912 \text{ daN.m} \quad V_{Sd} = 41.92 \text{ KN} = 4192 \text{ daN}$$

VI.2.4.1. Classe du profilé IPE 200➤ **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{159}{5.5} = 28.909 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

➤ **Classe de la semelle comprimée**

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

$$\frac{100/2}{8.5} = 5.88 \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

VI.2.4.2. Vérification du cisaillement

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r)t_f = 1401.6$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 1401.6}{1.1} = 173670.9818 \text{ N} = 17367.098 \text{ daN}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 8683.549 \text{ daN} > V_{Sd} = 4192 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.4.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{220.6 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 4712.818 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = 4712.818 \text{ daN.m} > M_{Sd} = 3912 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE200 satisfait l'ensemble des exigences de la norme CCM97 relatives à la vérification de la résistance.

VI.3. DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments qui opèrent principalement sous des efforts de compression et de flexion, en raison des charges appliquées par le plancher ainsi que des forces horizontales. Ainsi, leur dimensionnement est réalisé en prenant en considération la flexion composée..

VI.3.1. Tronçon du RDC au 3^{ème} étage

Pour ce segment, des profilés en HEA 450 ont été utilisés. D'après le logiciel Autodesk Robot, les charges les plus importantes sont intégrées dans la combinaison la plus défavorable, qui est $G + 0,4 Q + 1,4 EX$ avec:

$$N_{Sd} = 1713.06 \text{ KN.m} = 171306 \text{ daN}$$

$$M_{y,Sd} = 52.12 \text{ KN.m} = 5212 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,Sd} = 12.21 \text{ KN} = 1221 \text{ daN.m}$$

$$V_{Sd} = 16.12 \text{ KN} = 1612 \text{ daN}$$

VI.3.1.1. Classe du profilé HEA 450

➤ Classe de l'âme fléchiée et comprimée

Dans ce cas $\alpha = 0.23 < 0.5$ (ANNEXE C)

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$$

$$\frac{344}{11.5} = 29.91 < \frac{36}{0.23} = 156.52 \rightarrow \text{l'âme est de classe I}$$

➤ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{300/2}{21} = 7.14 < 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

VI.3.1.2. Vérification de la résistance à la flexion composée

Étant donné la flexion composée sur les poteaux, il est donc nécessaire de vérifier le risque de déversement.

Le déversement est pris en considération que si $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

Section transversales de classe 1 $\rightarrow \beta_w = 1$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1 \rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

Étant donné que les poteaux sont fixés à chaque extrémité, les coefficients de longueur effective K et Kw sont considérés comme étant 0,5. Par conséquent, la formule de $\hat{\lambda}_{LT}$ s'exprime sous la forme suivante:

$$\lambda_{LT} = \frac{K \cdot L \left(\frac{W_{ply}^2}{I_w \cdot I_z} \right)^{0.25}}{\sqrt{C_1} \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{(K \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0.25}} = \frac{0.5 \times 4080 \left(\frac{(3215 \times 10^3)^2}{4148 \times 10^9 \times 9465 \times 10^4} \right)^{0.25}}{\sqrt{3.093} \left[\left(\frac{0.5}{0.5} \right)^2 + \frac{(0.5 \cdot 4080)^2 \times 81000 \times 243.8 \times 10^4}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0.25}} = 14.51$$

Avec $C_1 = 3.093$ d'après le graphique des moments et le coefficient de longueur effective K

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{14.51}{93.9} = 0.15 < 0.4$$

$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$, donc il est inutile de prendre en compte le déversement

Donc la formule de vérification de la section sera comme suite :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y M_{ySd}}{W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z M_{zSd}}{W_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

➤ Calcul de χ_{min}

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{\frac{L f_y}{i_y}}{93.9 \varepsilon} = \frac{0.5 \times 4080}{189.2} = 0.11 \leq 0.2 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{\frac{L f_z}{i_z}}{93.9 \varepsilon} = \frac{0.5 \times 4080}{72.9} = 0.29 > 0.2 \end{array} \right.$$

Donc le flambement sera considéré juste dans le sens z-z

$$\phi_z = 0.5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5 \times [1 + 0.34(0.29 - 0.2) + 0.29^2] = 0.55$$

Avec $\alpha = 0.34$ le facteur d'imperfection qui correspond a la courbe de flambement b

$$\chi_{min} = \chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z]^2} = \frac{1}{0.55 + [0.55^2 - 0.29^2]} = 0.98$$

➤ Calcul de k_y et k_z

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$\text{Avec } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{(W_{ply} - W_{ely})}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 0.110 \times (2 \times 2.40 - 4) + \frac{3216 \times 10^3 - 2896 \times 10^3}{2896 \times 10^3} = 0.198$$

$$k_y = 1 - \frac{0.198 \times 1713060}{1 \times 17800 \times 235} = 0.509$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$\text{Avec } \mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{Mz} - 4) + \frac{(W_{plz} - W_{elz})}{W_{elz}}$$

$$\mu_z = 0.290 \times (2 \times 2.5 - 4) + \frac{965.5 \times 10^3 - 631 \times 10^3}{631 \times 10^3} = 0.820$$

$$k_z = 1 - \frac{0.820 \times 1713.060}{0.98 \times 17800 \times 235} = 0.657$$

β_{My} ; β_{Mz} : Facteurs de moment uniforme équivalent

Après avoir déterminé k_y et k_z et χ_{min}

$$\frac{1713060}{0.98 \times 17800 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{0.5 \times 52.12 \times 10^6}{3215 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{0.657 \times 12.74 \times 10^6}{965.5 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1}} = 0.536 \leq 1$$

VI.3.1.3. Vérification du cisaillement

On doit vérifier que : $V_{Sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 6578 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 6578}{1.1} = 815074 \text{ N}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 40753.7 \text{ daN} > V_{Sd} = 1612.028 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé HEA450 satisfait l'ensemble des exigences de la norme CCM97 relatives à la vérification de la résistance.

VI.3.1.4. Vérification des déplacements

Il est essentiel de contrôler les déplacements en tête de poteaux Δ , afin de prévenir d'éventuels désordres au niveau des éléments secondaires.

$$\Delta \leq \Delta_{ad} \quad \text{avec} \quad \Delta_{ad} = \frac{h}{400} = \frac{408}{400} = 1.02 \text{ cm}$$

$$\Delta = \frac{\sigma_f h^2}{3 \times 10000H} \left(1 + \frac{1}{2k}\right)$$

➤ σ_f : La contrainte à la flexion

$$\sigma_f = \frac{M_{y,Sd}}{W_{ply}} = \frac{52.12 \times 10^{-3}}{2896 \times 10^{-6}} = 17.997 \text{ Mpa}$$

➤ h : Hauteur du poteau

➤ H : Hauteur du profil du poteau

$$k = \frac{I_{y,poutre}}{l_{poutre}} \times \frac{h_{poteau}}{I_{y,poteau}} = \frac{3892}{4500} \times \frac{4080}{63720} = 0.055$$

$$\Delta = \frac{32.45 \times 3.125^2}{3 \times 10000 \times 0.44} \left(1 + \frac{1}{2 \times 0.18}\right) = 2.29 \text{ mm} = 0.29 \text{ cm}$$

$$\Delta = 0.29 \text{ cm} \leq \Delta_{ad} = 1.02 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : La méthode de calcul du poteau mentionné ci-dessus est identique pour les autres poteaux. Les résultats des calculs des poteaux sont résumés dans les tableaux

Tronçons	profilés	Classe	N_{sd} (KN)	$M_{y_{sd}}$ (KN.m)	$M_{z_{sd}}$ (KN.m)	V_{sd} (KN)
Du 7 ^{ème} au 10 ^{ème}	HEA 260	Classe I	456.98	20.13	7.26	12.10
Du 3 ^{ème} au 7 ^{ème}	HEA 320	Classe I	1049.14	19.34	6.71	12.01
Du RDC au 3 ^{ème}	HEA 450	Classe I	1713.06	52.12	12.74	16.12

Tableau VI.1. Efforts et moments sollicitant sur les poteaux.

Tronçons	Profilés	λ_{LT}	λ_z	χ_{min}	Ratio	$0.5V_{plRd}$ (KN)	Δ_{ad} (cm)
Du 7 ^{ème} au 10 ^{ème}	HEA 260	0.10	0.25	0.98	0.740	120.3	0.765
Du 3 ^{ème} au 7 ^{ème}	HEA 320	0.12	0.21	0.99	0.685	162.3	0.765
Du RDC au 3 ^{ème}	HEA 450	0.15	0.29	0.98	0.536	407.537	1.02

Tableau VI.2. Résistance et déplacements des poteaux.

VI.4. DIMENSIONNEMENT DES CONTREVENTEMENTS

Les contreventements ont pour rôle principal de stabiliser la structure. On peut identifier trois fonctions principales qui lui sont associées et qui sont interconnectées :

- Transmettre les forces horizontales.
- Réduire les déformations.
- Aider à renforcer la stabilité de la structure et de ses composants :
- donc on adopte le type :
 - Contreventement en X

L'agencement des contreventements (voir ANNEXE A) a été conçu de manière à réduire au maximum la période et le déplacement, tout en assurant une répartition adéquate de la rigidité et en préservant la fonctionnalité du bâtiment..

VI.4.1. Contreventement en X

Pour ce type de contreventement on a tiré des profilés en UPN 200 avec $L = 5.640$ m

Puisque c'est un contreventement en X on met un assemblage au milieu donc le calcul sera fait avec la prise en compte de $l = L/2 = 2.820$ m

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $G + 0.2 Q + 1.4 Ex$ avec :

$$N_{sd} = 262.58 \text{ Kn} = 26258 \text{ daN}$$

VI.4.1.1. Vérification à la traction

$$\frac{N_{Sd}}{2} \leq N_{t.Rd} = \min [N_{pl.Rd}; N_{u.Rd}]$$

Avec : $\begin{cases} N_{pl.Rd} : \text{Résistance plastique de la section brute} \\ N_{u.Rd} : \text{Résistance ultime de la section nette} \end{cases}$

$$\begin{cases} N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3220 \times 235}{1.1} = 687909.09 \text{ N} \\ N_{u.Rd} = 0.9 \times \frac{A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} = 0.9 \times \frac{3094 \times 360}{1.25} = 891072 \text{ N} \end{cases}$$

Avec $A_{net} = A - (d \times t) = 3220 - (18 \times 7) = 3094 \text{ mm}^2$

Donc $N_{t.Rd} = \min [687909.09 ; 891072] = 687909.09 \text{ N} = 68790.909 \text{ daN}$

$N_{Sd} = 26258 \text{ daN} < N_{t.Rd} = 68790.909 \text{ daN}$ Condition vérifiée.

VI.5. DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS

Les escaliers sont fabriqués en structure métallique, comprenant trois volées droites et deux paliers intermédiaires..

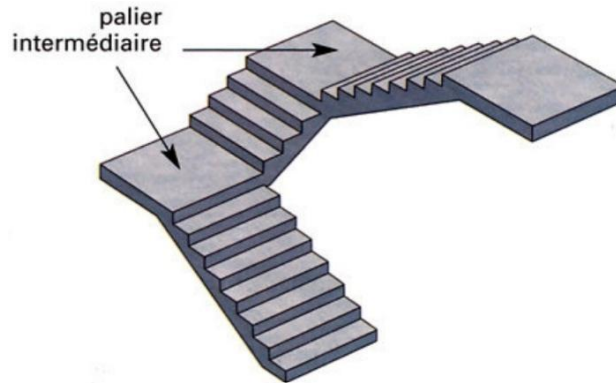


Figure VI.1. Escaliers a volées droites avec paliers intermédiaires.

Pour déterminer les dimensions des marches (g : giron) et des contremarches (h), on applique la formule de BLONDEL.:

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

Dant h Varie de 14 cm à 20 cm et g Varie de 22 cm à 30 cm

Hauteur d'étage 3,06 m \rightarrow On prend : $h = 17 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$. $\rightarrow 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm}$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm}$$

Figure XX. Constituants d'un escalier.

VI.5.1. Le nombre des contremarches (n)

Pour établir le nombre de contremarches (n), il est nécessaire de diviser la hauteur totale des escaliers par la hauteur d'une contremarche..

$$n = \frac{H}{h} = \frac{136}{17} = 8$$

VI.5.2. Le nombre de marches (m)

Le total des marches peut être déterminé à l'aide de la formule suivante.:

$$m = n - 1 = 8 - 1 = 7$$

Pour la première volée, il y a 7 marches, et pour la deuxième volée, il y en a également 7. Ainsi, la longueur totale des escaliers sera :

$$L = g \times m = 30 \times 7 = 210 \text{ cm}$$

VI.5.3. Longueur de la volée (L_v)

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{136}{210}\right) = 32.928^\circ$$

$$L_v = \left(\frac{136}{\sin(32.928^\circ)}\right) = 2.5 \text{ m}$$

VI.5.4. Dimensionnement des éléments porteurs

VI.5.4.1. Cornière de marche

Les cornières de marche sont conçues à partir de tôles striées et de cornières en L mesurant 1,35 m de long..

Chaque marche va être modélisée comme une poutre bi-articulée.

VI.5.4.1.1. Condition de flèche

La flèche doit satisfaire à l'exigence suivante.:

$$f < \delta_{v \max} = \frac{L}{250} = \frac{1.35}{250} = 0.0054 \text{ m}$$

Avec

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

Sachant que :

$$q = (G + Q) \times g = (1.21 + 2.5) \times 0.3 = 1.113 \text{ kN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{1250 \times 1.113 \times 10^{-3} \times 1.35^3}{384 \times 210000} = 4.24 \times 10^{-8} m^4 \rightarrow I_y \geq 4.24 cm^4$$

Donc on prend : L 40×40×5 avec $I_y=5.43 cm^4$

➤ **Vérification de la flèche (poids propre inclus)**

La charge sera : $Q_{ELS} = q + Pp = 1.113 + 0.0297 \rightarrow Q_{ELS} = 1.1427 kN/m$

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.1427 \times 10^{-3} \times 1.35^4}{384 \times 210000 \times 4.24 \times 10^{-8}} \times 10^4 = 4.34 mm < 5.4 mm$$

Condition vérifiée

➤ **Classe de la cornière**

$$\frac{h}{t} < 15\epsilon \Rightarrow \frac{40}{5} = 8 < 15$$

$$\frac{b+h}{2t} < 11.5\epsilon \Rightarrow \frac{80}{10} = 8 < 11.5$$

Donc, la cornière L 40×40×5 sollicitée à la flexion appartient à la classe 3

VI.5.4.1.2. Vérification de la résistance

➤ **Vérification du cisaillement**

Il faut vérifier la condition suivante : $V_{sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$

$$V_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{1.655 \times 1.35}{2} = 1.117 kN$$

$$A_v = L \times t = 200 mm^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} = \frac{0.58 \times 235 \times 200}{1.1} \times 10^{-3} = 24.7818 kN$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 12.3909 kN > V_{sd} = 1.117 kN \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification du moment fléchissant**

Il faut assurer que : $M_{sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$Q_{ELU} = 1.35 G + 1.5 Q \rightarrow Q_{ELU} = 1.35 [(1.21 \times 0.3) + 0.0297] + 1.5 (2.50 \times 0.3)$$

$$\rightarrow Q_{ELU} = 1.655 kN/ml$$

$$M_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8} = \frac{1.655 \times 1.35^2}{8} = 0.3771 kN.m$$

$$M_{plrd} = 0.4080 kN.m$$

$$M_{ply.Rd} = 0.4080 \text{ kN.m} > M_{Sd} = 0.3771 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée.

Il est constaté que la cornière L 40×40×5 satisfait à toutes les exigences relatives à la vérification de la résistance et de la flèche stipulées par le CCM97..

Désignations	Poids G (kg/m)	Dimensions					Caractéristiques		
		h=b (mm)	t (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)	A (cm ²)	Iy=Iz (cm ⁴)	Wel.y=Wel.z (cm ³)	iy=iz (cm)
L40×40×5	2,97	40	5	6	3	3,79	5,43	1,91	1,20

Tableau VI.1 caractéristiques de cornière L 40×40×5

VI.5.4.2. Limon

VI.5.4.2.1. Chargement

Type de chargement	Volée (kN/m ²)	Palier (kN/m ²)
Chargement permanent (G)	1.21	2.86
Chargement d'exploitation (Q)	2.5	

Tableau VI.2. Chargement permanente et exploitation vole/palier

Chargement à l'ELS :

$$\text{Sur volée : } Q_1 = \frac{1.35}{2} \times (1.309 + 2.5) \times \cos(32.928) = 2.158 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sur palier : } Q_2 = \frac{1.35}{2} \times (2.86 + 2.5) = 3.618 \text{ kN/m}$$

Chargement à l'ELU :

$$\text{Sur volée : } Q_1 = [1.35 \times (1.309 \times \frac{1.35}{2}) + 1.5 \times (2.5 \times \frac{1.35}{2})] \times \cos(32.928) = 3.1258 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sur palier : } Q_2 = [1.35 \times (2.86 \times \frac{1.35}{2}) + 1.5 \times (2.5 \times \frac{1.35}{2})] = 5.1374 \text{ kN/m}$$

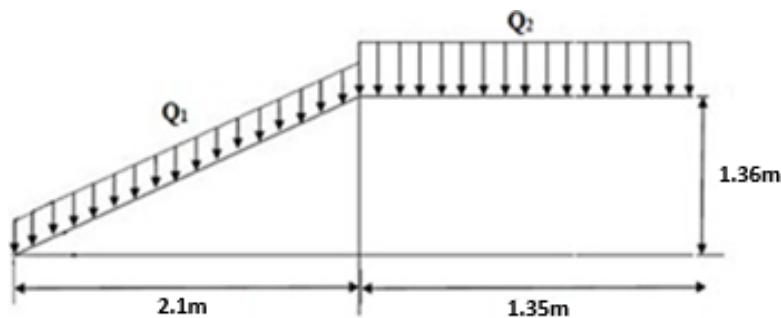


Figure VI.2 Descente des charges sur l'escalier.

➤ La charge équivalente

$$Q_{eq-ELS} = \frac{(Q_1 \times L_1) + (Q_2 \times L_2)}{(L_1 + L_2)} = \frac{(2.158 \times 2.5) + (3.618 \times 1.35)}{(2.5 + 1.35)} = 2.6699 \text{ kN/m}$$

$$Q_{eq-ELU} = \frac{(Q_1 \times L_1) + (Q_2 \times L_2)}{(L_1 + L_2)} = \frac{(3.126 \times 2.5) + (5.1374 \times 1.35)}{(2.5 + 1.35)} = 3.8313 \text{ kN/m}$$

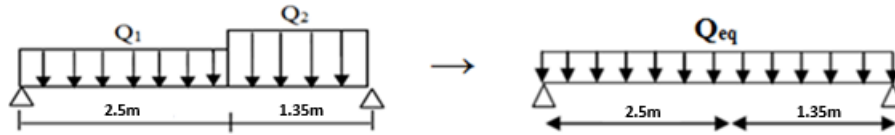


Figure VI.3 Charge équivalente.

VI.5.4.2.2. Condition de flèche

La flèche verticale maximale admissible selon les exigences du CCM97 est :

$$f \leq \delta_{v \max} \rightarrow \delta_{v \max} = L/250 = 3.85/250 = 0.0154 \text{ m} \quad \text{avec} \quad f = \frac{5qL^4}{384 EI_y}$$

$$I_y \geq \frac{1250 \times 2.67 \times 10^{-3} \times 3.85^3}{384 \times 210000} = 2.3617 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \rightarrow I_y \geq 236.1765 \text{ cm}^4$$

Donc on prend : UPN 120 avec $I_y = 364 \text{ cm}^4$

Désignations	Poids G (kg/m)	Dimensions							
		h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	A (cm ²)	hi (mm)	d (mm)
UPN 120	13,4	120	55	7	9	9	4,5	17,00	82

Désignations	Caractéristiques								
	Iy (cm ⁴)	Wel.y (cm ³)	Wpl.y (cm ³)	Iy (cm)	Avz (cm ²)	iz (cm ⁴)	Wel.z (cm ³)	Wpl.z (cm ³)	iz (cm)
UPN 120	364	60,7	72,6	4,62	8,80	43,2	11,1	21,2	1,59

Tableau.VI.3. Caractéristiques de UPN120

➤ **Vérification de la flèche (poids propre inclus)**

La charge sera : $Q_{eq-ELS} = Q_{eq} + P_p = 2.6699 + 0.134 = 2.8039 \text{ kN/ml}$

➤ **Vérification de la flèche (poids propre inclus)**

$$f = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \times 2.8039 \times 10^{-3} \times 3.85^4}{384 \times 210000 \times 364 \times 10^{-8}} = 0.0105 \text{ m} < 0.0154 \text{ m}$$

VI.5.4.2.3. Vérification de la résistance

➤ **Classe du profilé UPN 120**

- **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \frac{\sqrt{235}}{f_y} = 1$$

$$\frac{80}{7} = 11.43 < 72 \rightarrow \text{L'ame est de classe 1}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \rightarrow \quad \frac{55}{9} = 6.11 \leq 10 \quad \rightarrow \quad \text{la semelle est de classe 1}$$

Donc, le profilé UPN120 sollicitée à la flexion appartient à la classe 1.

➤ **Vérification du moment fléchissant**

Il faut assurer que : $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{Sd} = \frac{Q_{eq-ELS} \times L^2}{8} = \frac{3.8313 \times 3.85^2}{8} = 7.099 \text{ kN.m}$$

$$M_{plRd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72.6 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 15.51 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = 15.51 \text{ kN.m} > M_{Sd} = 7.099 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée.

➤ **Vérification du cisaillement**

Il faut vérifier la condition suivante: $V_{Sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$

$$V_{Sd} = \frac{Q_{eq-ELS} \times L}{2} = \frac{3.8313 \times 3.85}{2} = 7.375 \text{ kN}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + r)t_f = 880 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = 0.58 \times \frac{F_y \times A_v}{\gamma_{M0}} = \frac{0.58 \times 235 \times 880}{1.1} = 109.040 \text{ kN}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 54.520 \text{ kN} > V_{Sd} = 7.375 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

Il est constaté que la cornière L 40×40×5 satisfait à toutes les exigences relatives à la vérification de la résistance et de la flèche stipulées par le CCM97.

CHAPITRE VII :

Etude des assemblages

VII.1. INTRODUCTION

Le calcul des assemblages en construction métallique revêt une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour garantir la sécurité finale de l'édifice. Les nœuds reliant les éléments porteurs sont des points de transfert des charges d'un profilé à un autre, ce qui rend essentiel un assemblage réalisé avec précision pour assurer la continuité des matériaux. Un assemblage défectueux peut compromettre le bon fonctionnement de l'ensemble de la structure. Les assemblages se composent de plusieurs éléments.:

- Les extrémités des éléments structurels fixés.
- Les éléments de connexion accessoires.
- Les dispositifs de fixation eux-mêmes garantissent une liaison efficace entre les différents éléments présents.

Les schémas techniques et d'autres informations sont présentés dans l'ANNEXE D..

VII.2. ROLE DES ASSEMBLAGES

Un assemblage constitue un mécanisme qui permet de rassembler et de lier plusieurs éléments entre eux, tout en garantissant la transmission et la gestion des différentes contraintes entre ces éléments. Pour effectuer les calculs selon les méthodes traditionnelles de la résistance des matériaux, il est nécessaire de faire une distinction parmi les assemblages.:

- Les joints articulés qui ne transmettent que les forces normales et les forces de cisaillement..
- Les assemblages rigides qui transmettent également les différents moments.

VII.3. CALCUL DES ASSEMBLAGES

VII.3.1. Assemblage poteau – poutre (HEA 320 – IPE 240)

Le concept de l'assemblage consiste à souder une platine à l'extrémité de la traverse, qui est percée de manière symétrique de chaque côté de la poutre. Les mêmes perforations réalisées sur l'aile du poteau permettent de lier les deux éléments assemblés.

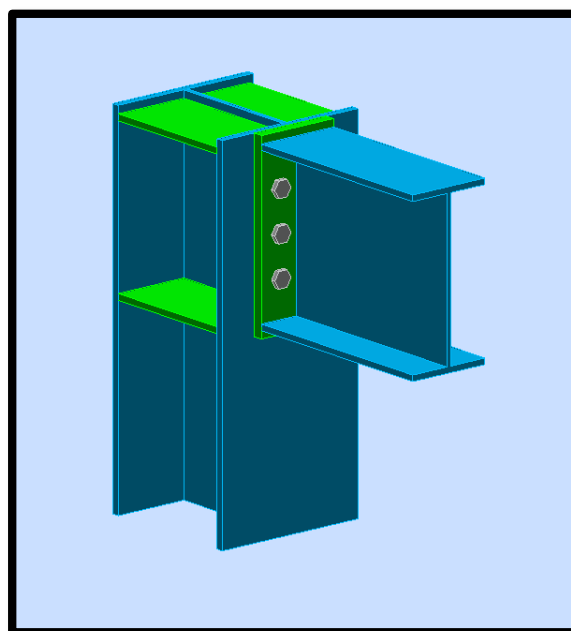


Figure VII.1. Assemblage poteau-poutre.

VII.3.1.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison $G + 0.2 Q + 1.4 EX$:

$$V_{sd} = 39.78 \text{KN} = 3978 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 26.22 \text{KN.m} = 2622 \text{ daN.m}$$

VII.3.1.2. Soudure de la platine➤ **Cordon de soudure**

Epaisseur de la platine : $ép = 20 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 6 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 15 \text{ mm}$

Epaisseur de la semelle IPE 240 : $t_f = 9.8 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 7 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme IPE 240 : $t_w = 6.2 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 6 \text{ mm}$

On prend une valeur commune: $a = 5 \text{ mm}$

➤ **Vérification de la soudure de la semelle a la traction**

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{2622}{0.240} = 10925 \text{ daN}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 227.6 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{5 \times 227.6 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 289687.506 \text{ N} = 28968.7506 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 10925 \text{ daN} < F_{w,rd} = 28968 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

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

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

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

- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

- La longueur totale des cordons de soudure de l'âme $\sum l = 240 \text{ mm}$

$$F_{v,rd} = \frac{5 \times 240 \times 360}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} = 249415.31 \text{ N} = 24941.531 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 10925 \text{ daN} < F_{v,rd} = 24941.531 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

VII.3.1.3. Disposition constructive

Pour des raisons de praticité, il est préférable d'éviter d'utiliser dans un même assemblage des boulons de diamètres variés..

On prend deux files de 3 boulons $\varnothing 20$ classe 8.8 HR avec :

$$h_1 = 220 \text{ mm}$$

$$\{h_2 = 154 \text{ mm} \quad h_i \text{ est la distance entre le boulon et l'axe de la semelle comprimée}$$

$$h_3 = 88 \text{ mm}$$

L'épaisseur la plus mince : $t = \min(t_f ; t_{\text{platine}}) = \min(15.5 ; 20) = 14 \text{ mm}$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 22 \text{ mm} \quad \text{avec } t_f \text{ de } \text{hea320} = 15.5 \text{ mm}$$

➤ **Entraxes (p_1, p_2)**

2,2 $d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 75 \text{ mm}$.

3 $d_0 \leq p_2 \leq 14t$ Alors on prend $p_2 = 75 \text{ mm}$.

➤ **Pinces (e_1, e_2)**

1,2 $d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 70 \text{ mm}$.

1,5 $d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 55 \text{ mm}$.

VII.3.1.4. Calcul de la hauteur de la partie comprimé

$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 11.5 \sqrt{\frac{120}{6.2}} = 43.11 \text{ mm}$$

L'axe neutre est situé en dessous de la dernière rangée de boulons, ce qui entraîne que tous les boulons sont soumis à des efforts de traction.

VII.3.1.5. Vérification a la traction

$F_{t.Sd} \leq F_{t.Rd}$ avec $F_{t.Sd}$ l'effort de traction du boulon le plus sollicité

$$F_{t.Sd} = \frac{M_{sd} \times h_1}{2 \times \sum h_i^2} = \frac{2622 \times 0.220}{2 \times (0.088^2 + 0.154^2 + 0.220^2)} = 3611.570 \text{ daN}$$

$$F_{p.Rd} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 245 \times 800 = 13720 \text{ daN}$$

$$F_{t.Sd} = 3611.580 \text{ daN} < F_{p.Rd} = 13720 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

VII.3.1.6. Vérification au poinçonnement de la platine

$$F_{t.Sd} \leq B_{p.Rd}$$

$$B_{p.Rd} = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0.6 \times 3.14 \times 32.4 \times 20 \times 360}{1.25} = 35159.961 \text{ daN}$$

$$F_{t.Sd} = 3611.580 \text{ daN} < B_{p.Rd} = 35159.961 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

VII.3.1.7. Vérification au glissement

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{s,Rd}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu F_{p,Rd}}{\gamma_{ms}}$$

- $k_s = 1$ trou nominal
- $n = 1$ un plan de glissement
- $\mu = 0.3$ coefficient de frottement (brossé)

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 17150}{1.1} = 3741.81 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{6} = 633 \text{ daN} < F_{s,Rd} = 3741.81 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.1.8. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

$$F_v \leq F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = t_w p_1 \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 9 \times 75 \times \frac{235}{1.1} = 14420.454 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{2622}{0.240 - 0.0098} = 11390.09 \text{ daN}$$

$$F_v = 11390.09 \text{ daN} < F_{t,Rd} = 14420.454 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.1.9. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée(boulons)

$$N_{Sd} \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,Rd} = \frac{k_c \rho b_{eff} t_{wc} f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{(1 + 1.3 (b_{eff} / h)^2)}}$$

- $b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$
 $b_{eff} = 9.8 + 2 \times 5 \times \sqrt{2} + 5 \times (15.5 + 27) + 2 \times 20 = 276.442 \text{ mm}$
- $\begin{cases} \sigma_{c,Sd} \leq 0.7 f_y & \rightarrow k_c = 1 \\ \sigma_{c,Sd} > 0.7 f_y & \rightarrow k_c = 1.7 - \sigma_{c,Sd} / f_y \end{cases}$

$\sigma_{c,Sd}$: Contrainte normale de compression ans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c,Sd} = \frac{V_{Sd}}{A_c} + \frac{M_{Sd} z_{max}}{I_y} = \frac{39780}{12440} + \frac{26220 \times 155}{22930 \times 10^4} = 3.215 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,Sd} = 3.215 \text{ MPa} \leq 0.7 f_y = 164.5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad k_c = 1$$

$$\lambda_p \begin{cases} \leq 0.72 & \rightarrow \rho = 1 \\ > 0.72 & \rightarrow \rho = (\lambda - 0.2)/\lambda^2 \end{cases}$$

$$\lambda_p = 0.0932 \sqrt{\frac{b_{eff} d_{wc} f_y}{E t_{wc}^2}} = 0.0932 \sqrt{\frac{276.44 \times 2 \times 215 \times 235}{210000 \times 9^2}} = 0.08$$

$$\lambda_p = 0.08 \leq 0.72 \rightarrow \rho = 1$$

$$F_{c,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 276.442 \times 9 \times 235}{1.1 \times \sqrt{(1 + 1.3 (276.442/310)^2)}} \\ F_{c,Rd} = 37270.889 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times h_1}{\sum h_i^2} = \frac{2622 \times 0.220}{(0.088^2 + 0.154^2 + 0.220^2)} = 7223.140 \text{ daN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times h_2}{\sum h_i^2} = \frac{2622 \times 0.154}{(0.088^2 + 0.154^2 + 0.220^2)} = 5056.198 \text{ daN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times h_3}{\sum h_i^2} = \frac{2622 \times 0.088}{(0.088^2 + 0.154^2 + 0.220^2)} = 2889.256 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 7223.140 + 5056.198 + 2889.256 = 15168.594 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 15168.594 \text{ daN} < F_{c,Rd} = 37270.889 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.1.10. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{0.58 f_y A_v}{\gamma_{m0}} = \frac{0.58 \times 235 \times 4076.5}{1.1} = 505115.40 \text{ KN} = 50511.54 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{2622}{0.240 - 0.0098} = 11390.09 \text{ daN}$$

$$F_v = 11390.09 \text{ daN} \leq V_{Rd} = 50511.54 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.2. Assemblage poteau – poutre secondaire (HEA 260 – IPE 200)

Cet assemblage est effectué en boulonnant l'âme de la poutre secondaire à la platine qui est soudée perpendiculairement à l'âme du poteau..

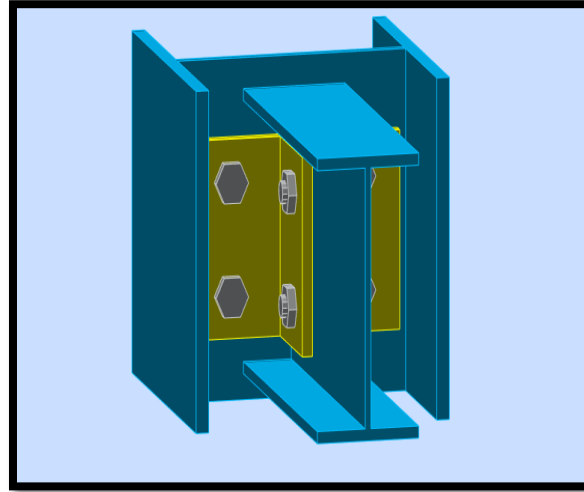


Figure VII.2. Assemblage poteau-poutre secondaire

VII.3.2.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 1.35G + 1.5 Q :

$$V_{sd} = 16.16\text{KN} = 1616 \text{ daN}$$

VII.3.2.2. Epaisseur de la cornière

- La hauteur de la cornière : $h = 140 \text{ mm}$
- la cornière est sollicitée en cisaillement
- La longueur du plan de cisaillement $l = 140 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou $d_0 = 18 \text{ mm}$

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = \frac{(l - 3d_0) \times t \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 3d_0) \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)} = 16160 \times \frac{1.25}{(140 - 3 \times 18) \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)} = 1.731 \text{ mm}$$

On prend L 100×100×10

VII.3.2.3. Disposition constructive

L'assemblage se compose d'une rangée verticale de deux boulons de diamètre 16, de classe 8.8, de chaque côté.

$$t = \min(t_w ; t_{corniere}) = \min(5.6 ; 10) = 5.6 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 18 \text{ mm}$$

- **Entraxes (p_1)**

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 55 \text{ mm}$.

- **Pinces (e_1, e_2)**

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 30 \text{ mm}$.

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 60 \text{ mm}$.

VII.3.2.4. Vérification au cisaillement

$$V_{T,Sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.6 \times \frac{157 \times 800}{1.25} = 6028.8 \text{ daN}$$

- **Cisaillement par effort tranchant (V_{sd})**

$$V_{sd} = \frac{1615.00}{4} = 404 \text{ daN}$$

- **Cisaillement par moment ($V_{m,Sd}$)**

$$V_{m,Sd} = \frac{M}{p_1} = \frac{V_{sd} \times e}{p_1} = \frac{1616 \times 0.06}{0.055} = 881.454 \text{ daN}$$

- **Cisaillement total ($V_{T,Sd}$)**

$$V_{T,Sd} = \sqrt{(V'_{sd})^2 + (V_{m,Sd})^2} = \sqrt{(404)^2 + (881.454)^2} = 969.6278 \text{ daN}$$

$$V_{T,Sd} = 969.6278 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 6028.8 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

VII.3.2.5. Vérification de la pression diamétrale

$$F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0.55; 0.76; 2.22; 1) = 0.55$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.55 \times 360 \times 16 \times 10}{1.25} = 6336 \text{ daN}$$

$$V_{T,Sd} = 969.6278 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 6336 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

VII.3.3. Assemblage poutre – solive (IPE 240 – IPE 120)

L'assemblage est effectué à l'aide de deux cornières qui connectent l'extrémité de la solive IPE120 à l'âme de la poutre IPE240, en utilisant une rangée verticale de deux boulons..

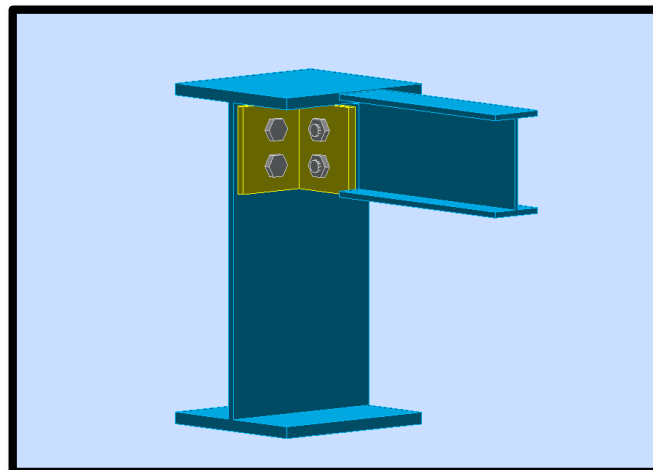


Figure VII.3. Assemblage poutre-solive.

VII.3.3.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 1.35 G + 1.5 Q :

$$V_{sd} = 751.202 \text{ daN}$$

VII.3.3.2. Epaisseur de la cornière

- La hauteur de la cornière : 75 mm
- Le gousset est sollicité en cisaillement
- La longueur du plan de cisaillement $l = 75 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou $d_0 = 13 \text{ mm}$

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = \frac{(l - 2d_0) \times t \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 2d_0) \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)} = 751.202 \times \frac{1.25}{(75 - 2 \times 13) \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)} = 1.41 \text{ mm}$$

On prend L 75×75×8

VII.3.3.3. Disposition constructive

L'assemblage est effectué à l'aide d'une rangée verticale de deux boulons de diamètre 12, de classe 8.8, situés de chaque côté de la cornière.

$$t = \min(t_f ; t_{\text{cornière}}) = \min(6.3 ; 8) = 4.1 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 1 = 13 \text{ mm}$$

- **Entraxes (p_1)**

2,2 $d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 40 \text{ mm}$.

- **Pinces (e_1, e_2)**

1,2 $d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 20 \text{ mm}$.

1,5 $d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 35 \text{ mm}$.

VII.3.3.4. Vérification au cisaillement

$$V_{T,Sd} \leq F_{v.Rd}$$

$$F_{v.Rd} = 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.6 \times \frac{84.3 \times 800}{1.25} = 3237.12 \text{ daN}$$

- **Cisaillement par effort tranchant (V_{sd})**

$$V'_{Sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{751.202}{4} = 187.8 \text{ daN}$$

- **Cisaillement par moment ($V_{m.Sd}$)**

$$V_{m.Sd} = \frac{M_{Sd}}{p_1} = \frac{V_{sd} \times e}{p_1} = \frac{751.202}{2} \times \frac{0.035}{0.04} = 328.650 \text{ daN}$$

- **Cisaillement total ($V_{T,sd}$)**

$$V_{T,sd} = \sqrt{(V'_{sd})^2 + (V_{m,sd})^2} = \sqrt{(187.8)^2 + (328.650)^2} = 378.52 \text{ daN}$$

$$V_{T,sd} = 378.52 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 3237.12 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

VII.3.3.5. Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0.51; 1.02; 2.22; 1) = 0.51$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.51 \times 360 \times 12 \times 8}{1.25} = 35251.2 \text{ daN}$$

$$V_{T,sd} = 378.52 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 35251.2 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

VII.3.4. Assemblage poteau – poteau (HEA 450 – HEA 450)

L'assemblage s'effectue grâce à des couvre-joints comportant deux fils verticaux de boulons. Deux couvre-joints établissent la connexion entre les âmes, tandis que deux autres relient les extrémités des semelles des poteaux successifs..

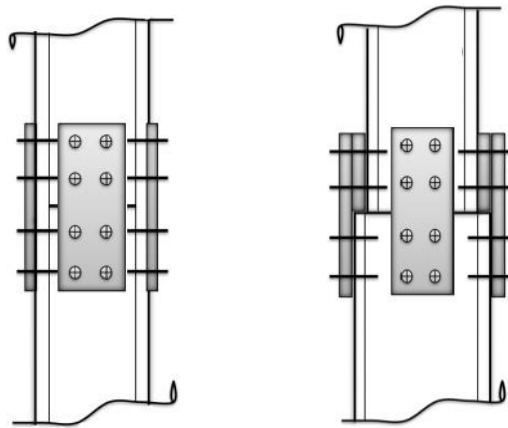


Figure VII.4. Assemblage poteau-poteau a section égale et section différente.

VII.3.4.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison $G + 0.2 Q + 1.4 EX$:

$$V_{sd} = 12.59 \text{ kN} = 1259 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 19.26 \text{ kN.m} = 1926 \text{ daN.m}$$

VII.3.4.2. Couvre joint de l'âme

VII.3.4.2.1. Epaisseur du couvre joint

- La dimension du couvre joint : $450 \times 300 \text{ mm}^2$
- Le couvre joint est sollicité en cisaillement
- La longueur du plan de cisaillement $l = 250 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou $d_0 = 20 \text{ mm}$

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = \frac{(l - 2d_0) \times t \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 2d_0) \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)} = 12590 \times \frac{1.25}{(250 - 2 \times 20) \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)} = 0.55 \text{ mm}$$

On prend $t = 8 \text{ mm}$

VII.3.4.2.2. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec deux files de 3 boulons $\emptyset 18$ classe 8.8 HR.

$$t = \min(t_w ; t_{cj}) = \min(11.5 ; 8) = 8 \text{ mm}$$

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

- **Entraxes (p_1, p_2)**

2,2 $d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 100 \text{ mm}$.

3 $d_0 \leq p_2 \leq 14t$ Alors on prend $p_2 = 100 \text{ mm}$.

- **Pinces (e_1, e_2)**

1,2 $d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 70 \text{ mm}$.

1,5 $d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 70 \text{ mm}$.

VII.3.4.2.3. Vérification au glissement

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{s.Rd}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s n \mu F_{p.Rd}}{\gamma_{ms}}$$

- $k_s = 1$ trou nominal
- $n = 1$ un plan de glissement
- $\mu = 0.3$ coefficient de frottement (brossé)

$$F_{p.Rd} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 192 \times 800 = 10752 \text{ daN}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 10752}{1.1} = 2932.36 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{6} = 209.83 \text{ daN} < F_{s.Rd} = 2932.36 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

VII.3.4.3. Couvre joint de la semelle

VII.3.4.3.1 Epaisseur du couvre joint

- La dimension du couvre joint : $360 \times 280 \text{ mm}^2$
- Le couvre joint est sollicité à la traction
- La longueur du plan de traction $l = 280 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou $d_0 = 20 \text{ mm}$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{1926}{0.440} = 4377.272 \text{ daN}$$

$$N_{sd} \leq N_{u.Rd} = \frac{t(l - 2 \times d_0) \times f_y}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq N_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 2 \times d_0) \times f_y} = 43772 \times \frac{1.25}{(280 - 2 \times 20) \times 235} = 0.97 = 1 \text{ mm}$$

On prend $t = 8 \text{ mm}$

VII.3.4.3.2. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec deux files de 3 boulons $\emptyset 18$ classe 8.8.

$$t = \min(t_f ; t_{c_j}) = \min(21 ; 8) = 8 \text{ mm}$$

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

- **Entraxes (p_1)**

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 80 \text{ mm}$.

- **Pinces (e_1, e_2)**

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 65 \text{ mm}$.

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 55 \text{ mm}$.

VII.3.4.3.3. Vérification au glissement

$$\frac{V'_{sd}}{n} \leq F_{s.Rd}$$

$$V'_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{1926}{0.440} = 4377.272 \text{ daN}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s n \mu F_{p.Rd}}{\gamma_{ms}}$$

- $k_s = 1$ trou nominal
- $n = 1$ un plan de glissement
- $\mu = 0.3$ coefficient de frottement (brossé)

$$F_{p.Rd} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 192 \times 800 = 10752 \text{ daN}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 10752}{1.1} = 2932.36 \text{ daN}$$

$$\frac{V'_{sd}}{6} = 729.562 \text{ daN} < F_{s.Rd} = 2932.36 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.5. Assemblage des contreventements

VII.3.5.1. Contreventement en X (UPN 200)

Cet assemblage est effectué par le boulonnage de la barre de contreventement avec le gousset soudé au poteau. Les deux barres disposées en X sont fixées par boulons à un gousset central..

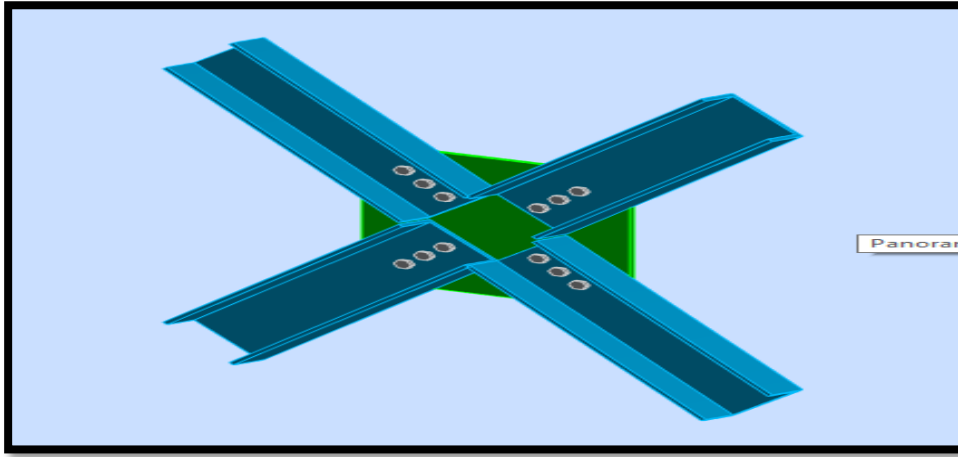


Figure VII.5. Assemblage contreventement X.

VII.3.5.1.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison $G + 0.2Q + 1.4 EY$:

$$N_{sd} = 262.58KN = 26258 daN$$

VII.3.5.1.2. Epaisseur du gousset

- La dimension du gousset : gousset central $550 \times 550 \text{ mm}^2$
gousset de rive $280 \times 280 \text{ mm}^2$
- Le gousset est sollicité en traction
- La longueur du plan de traction $l = 200 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou $d_0 = 20 \text{ mm}$

$$N_{sd} \leq N_{u,Rd} = \frac{t(l - d_0) \times f_y}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq N_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - d_0) \times f_y} = 262580 \times \frac{1.25}{(200 - 20) \times 235} = 7.75 \text{ mm}$$

On prend $t = 16 \text{ mm}$

VII.3.5.1.3. Soudure du gousset

• **Cordon de soudure**

Epaisseur du gousset : $\text{ép} = 16 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 4 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 12 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme HEA 450 : $t_w = 11.5 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3.5 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 6.5 \text{ mm}$
On prend une valeur commune : $a = 5 \text{ mm}$

• **Vérification de la soudure a la traction**

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 580 \text{ mm}$

$$F_{w,Rd} = \frac{5 \times 600 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 73821.94 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 26258 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 76367.5 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.5.1.4. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file de 3 boulons $\emptyset 16$ classe 8.8 dans chaque côté de la barre.

$$t = \min(t_w ; t_{\text{gousset}}) = \min(11.5; 16) =$$

$$t=7\text{mm} \quad d_0 = \emptyset + 2 = 20 \text{ mm}$$

- **Entraxes (p_1)**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \text{ Alors on prend } p_1 = 60 \text{ mm.}$$

- **Pinces (e_1)**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \text{ Alors on prend } e_1 = 40 \text{ mm.}$$

VII.3.5.1.5. Vérification au cisaillement

$$\frac{V_{sd}}{2} \leq n F_{v,Rd} \quad \text{avec } n \text{ le nombre de boulons } n = 3$$

$$3 \times F_{v,Rd} = 3 \times 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 3 \times 0.6 \times \frac{192 \times 800}{1.25} = 22118.4 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{2} = 13129 \text{ daN} < 3 \times F_{v,Rd} = 22118.4 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.5.1.6. Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0.74; 0.86; 2.22; 1) = 0.74$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.74 \times 360 \times 18 \times 16}{1.25} = 15344.64 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{3} = 8752.66 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 15344.64 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

CHAPITRE VIII :

Etude de l'infrastructure

VIII.1. INTRODUCTION

Les fondations d'un bâtiment ont pour rôle de transférer toutes les charges de la superstructure vers le sol. Elles représentent ainsi un élément crucial de l'ouvrage, garantissant la stabilité globale de la structure.

Le calcul initial fait référence à l'emplacement de l'emplacement en déterminant toutes les dimensions et paramètres nécessaires. Deuxièmement, l'analyse des principes fondamentaux et de leurs dimensions dépend des propriétés physiques et mécaniques du sol, et donc l'étude de l'infrastructure qui nécessite une détection géologique et géologique du champ est effectuée.

VIII.2. CHOIX DE TYPE DE FONDATION

La sélection du type de fondation se fait en tenant compte des critères à savoir:

- Stabilité complète de l'ouvrage.
- Solution économique et simple à mettre en œuvre.
- Type de bâtiments.
- Propriétés du sol.
- Charge supportée par la structure.

VIII.3. LE RAPPORT GEOTECHNIQUE

VIII.3.1. Aperçu géologique du site

Cette étude montre un sol assez uniforme. Il se compose d'un compteur d'ombre beige invincible avec une teinte jaunâtre. Le tout est recouvert de limon sablonneux de la couleur beige à la couleur jaunâtre, et le barrage est légèrement épais.

VIII.3.2. caractéristique géotechnique

D'après le rapport géotechnique effectué :

- la contrainte admissible de sol $\sigma_{sol} = 1.8 \text{ bar}$

VIII.3.3. Recommandations

- Les fondations seront de type superficiel, soit filantes, soit en radier général.
- Prendre en compte l'effet d'interaction entre les tours.
- Installer un système de drainage autour des blocs afin de préserver les fondations
- Être conscient de l'impact du décaissage des fondations sur les propriétés voisines

VIII.4. PIED DE POTEAU

Le pied de poteau est intégré à la semelle de fondation grâce à une platine soudée au sommet du poteau, ainsi qu'à des tiges d'ancrage qui empêchent tout soulèvement de l'ensemble. Le schéma illustrant cette configuration est montré dans la figure suivante :

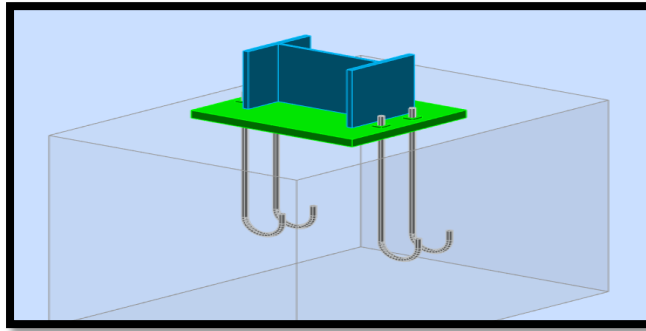


Figure VIII.1 : Vue 3d assemblage pied de poteau (Autodesk Robot)

VIII.4.1. DISPOSITION CONSTRUCTIVE

Les caractéristiques de la platine de parcellement sont :

$H > b_c + 2t_c = 300 + 2 \times 21 = 342$ en prend $H = 550$ mm **a cause des vérifications selon ROBOT**

$L > h_c + 2t_c = 440 + 2 \times 21 = 482$ en prend $L = 650$ mm **a cause des vérifications selon ROBOT**

Donc :

- Longueur : $L = 650$ mm
- Hauteur : $H = 550$ mm
- Épaisseur : $t = 40$ mm

Résistance de calcul : $f_y = 235$ MPa

Ecartement vertical entre les tiges d'ancrage : $e_{vi} = 150$ mm

Ecartement horizontal entre les tiges d'ancrage : $e_{hi} = 550$ mm

Remarque : On adopte la projection entendue pour sa compatibilité avec les méthodes des calculs

Les tiges sont caractérisées par une semelle de base d'une profondeur de 750 mm.

Les caractéristiques du poteau d'ancrage ainsi que leur disposition sont détaillées dans le tableau ci-après :

Tableau VIII.1 : Caractéristiques des boulons

Classe du boulon	Diamètre d (mm)	d 0	Section Résistante A_s	Résistance à la traction f_{ub} (MPa)	Nombre de colonnes des boulons	Nombre de rangées des boulons
HR 8.8	22	24	303	800	2	2

VIII.4.2. RESISTANCE DE LA ZONE COMPRIME

Concernant le côté comprimé d'un assemblage, le calcul vise à s'assurer que les contraintes résistantes appliquées sous la plaque d'assise ne dépassent pas la résistance de calcul du matériau de scellement de la fondation, tout en évitant une flexion excessive de la plaque d'assise. Cette

condition est exprimée par : $N_{y,Ed} \leq N_{j,Rd}$

Avec :

- $N_{y,Ed}$: Effort normal sollicitant l'assemblage, $N_{y,Ed} = 1885.08\text{Kn}=188508\text{daN}$; par $G+0.2Q+1.4EX$ SELON LOGICIEL ROBOT
- $N_{j,Rd}$: Résistance de la plaque d'assise à l'effort axial, divisé en trois tronçons en t équivalents comme suit :

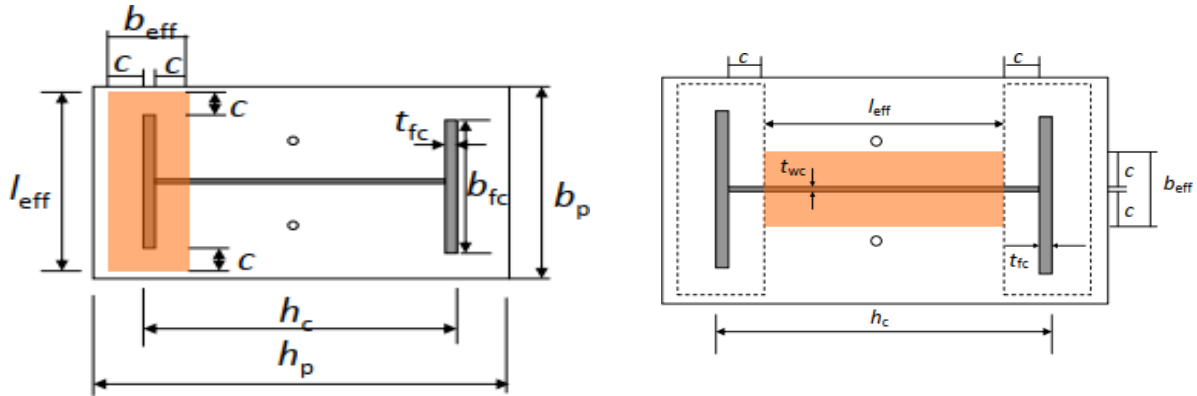


Figure VIII.2: Tronçon en T des semelles (à gauche), et de l'âme (à droite)

La résistance en compression des tronçons en T est donnée par :

- Pour les semelles : $F_{c,fc,Rd} = f_{jd} b_{eff} l_{eff}$; Sachant que :

$$b_{eff} = \min \left(c; \frac{h_p - h_c}{2} \right) + t_{fc} + \min \left(c; h_c/2 - t_{fc} \right)$$

$$l_{eff} = \min(b_p; b_{fc} + 2c)$$

- Pour l'âme : $F_{c,bw,Rd} = f_{jd} b_{eff} l_{eff}$; Sachant que :

$$b_{eff} = 2c + t_{wc}$$

$$l_{eff} = h_c - 2t_f - 2c$$

On aboutit à la résistance en compression de l'assemblage :

$$N_{C,Rd} = N_{j,Rd} = 2F_{c,fc,Rd} + F_{c,bw,Rd}$$

par simplification on obtient :

$$N_{j,Rd} = f_{jd} (h_{cp} b_{cp} - I_{cp} (b_{cp} - t_{wc} - 2c))$$

$$N_{j,Rd} = 16.7 (605 \times 465 - 453.5 (465 - 11.5 - 82.5))$$

$$N_{j,Rd} = 25207111688\text{kn} = 25207.16\text{ daN}$$

$$N_{sd} = 188508\text{daN} < N_{j,Rd} = 25207.16\text{daN}$$

Les details des calculs (c) et (fjd) et (h_{cp}) et (b_{cp}) au suivant :

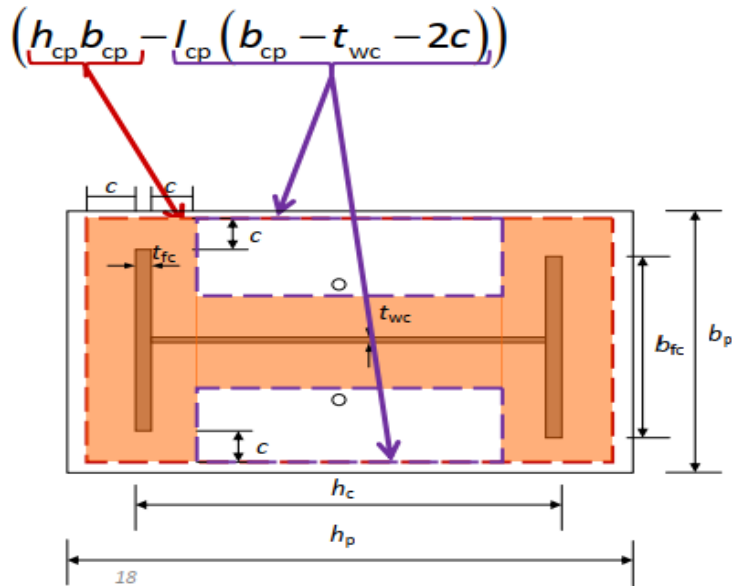


Figure VIII.3 : Aire efficace des tronçons en T

Où :

h_{cp} et b_{cp} : Paramètres géométriques déterminé comme suit :

$$h_{cp} = \min(L, h_c + 2c) ; b_{cp} = \min(H, b_c + 2c) ;$$

h_c, b_c : Hauteur et largeur du poteau ;

$$c = t \sqrt{\frac{fy}{3f_{jd}.ym0}} = t \sqrt{\frac{235}{3 \times 16.75 \times 1.1}} = 82.5$$

f_{jd} : Capacité portante du matériau de scellement, calculé comme suit :

$$f_{jd} = \alpha \beta_j f_{cd}$$

α : Facteur de concentration de contrainte, pris égale à 1.5 ;

β_j : Coefficient relative au matériau de fondation ; $\beta_j = 2/3$;

f_{cd} : Résistance de calcul du béton à la pression, pour un béton C25/30,

$$f_{jd} = 16.7 \text{MPa} ;$$

Le tableau suivant regroupe les résultats de calcul des paramètres ci-dessus :

$h_{cp}(mm)$	$b_{cp}(mm)$	$I_{cp}(mm)$	$f_{jd}(MPa)$	$c(mm)$	$N_{j,Rd}(daN)$	$N_{y,Ed}(daN)$
605	465	453.5	16.7	82.5	252071.1	188508

Tableau VIII.2 : Paramètres de calcul de l'effort résistant $N_{j,Rd}$

La condition $N_{y,Ed} \leq N_{j,Rd}$ est satisfaite, donc les éléments de l'assemblage résistent à la compression.

VIII.4.3. RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT (tige d, ancrage)

Pour un pied de poteau muni d'une plaque d'assise plane, il convient de calculer la résistance de calcul au cisaillement $F_{v,Rd}$ de la façon suivante :

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n F_{vb,Rd}$$

$F_{vb,Rd}$ est la résistance de calcul au cisaillement d'un boulon d'ancrage égale à :

$$F_{vb,Rd} = \frac{0.6f_{ub} A_s}{\gamma_{m2}}$$

$F_{f,Rd}$ est la résistance de calcul par frottement entre la plaque d'assise et le scellement, calculée de la façon suivante :

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed}, \text{ avec :}$$

- $C_{f,d}$: Coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche de scellement, pour un scellement en mortier de sable-ciment, $C_{f,d} = 0.2$;
- $N_{c,Ed}$: Effort normal de compression dans le poteau .

On trouve donc :

$$F_{vb,Rd} = 11653.2 \text{ daN}$$

$$F_{f,Rd} = 37701.6 \text{ daN}$$

$$F_{v,Rd} = 4(11653.2) + 37701.6 = 84314.4 \text{ daN}$$

l'effort tranchant sollicitant ne doit pas dépasser la résistance de l'assemblage au cisaillement :

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$V_{sd} = 18550 \text{ daN (selon le calcul numérique sur Robot)}$$

$\Rightarrow V_{sd} \leq F_{v,Rd}$ la condition est vérifiée , donc les éléments de l'assemblage résistent au cisaillement.

VIII.4.4. VERIFICATION DE COMPRESSION AVEC FLEXION

$$A = hc + 2xc = 440 + 2 \times 82.5 = 605 \text{ mm} \quad e = M_{sd} / N_{sd} = 16.36 / 1885.08 = 0.008 \text{ m} = 8 \text{ mm}$$

$$a/6 = 100.83 \text{ mm}$$

donc : $e < a/6$ la force de compression est à l'intérieure de noyau central

$$\delta_{max} = \frac{N_{sd}}{A_p} + \frac{M_{sd}}{I_p} \cdot y_{max} < f_{jd}$$

$$\delta_{max} = \frac{1885080}{357500} + \frac{16360000}{9.011 \times 10^9} \cdot 275 = 5.77 \text{ N/mm}^2 < f_{jd} = 16.7 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{avec ; } y_{max} = \frac{550}{2} = 275 \quad \text{et } A_p = h \cdot b = 650 \times 550 = 35750 \quad \text{et } I_p = \frac{hb^3}{12} = 9.010 \times 10^9$$

$$\delta_1 - 1 = \frac{1885080}{357500} + \frac{16360000}{9.011 \times 10^9} \cdot \frac{440}{2} = 5.67 \text{ N/mm}^2$$

Donc :

$$Q_{max} = \delta_{max} \times l = 5.77 \text{ N/mm} \quad \text{et} \quad Q_{1-1} = \delta_1 \times l = 5.67 \text{ N/mm} \quad \text{pour une largeur unite}=1$$

$$M_{sd} = \frac{(q_1 - 1 + 2q_{max})L^2}{6} = \frac{(5.67 + 2 \times 5.77)82.5^2}{6} = 1952.259 \text{ daN} \cdot \text{mm} \quad \text{avec } L=c$$

$$M_{plrd} = \frac{t^2 f_y}{4 \gamma_{mo}} = \frac{40^2 \times 235}{4 \times 1.1} = 8545.54 \text{ daN} \cdot \text{mm} \quad M_{sd} < M_{plrd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VIII.4.5. RESISTANCE DE LA SODURE

On trouve :

Tableau VIII.3 : Contraintes exercées sur la soudure

$\sigma_{\perp}(MPa)$	$\tau_{\perp}(Mpa)$	$\tau_{\parallel} (Mpa)$	$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5}$	$\frac{f_u}{\beta_w \gamma_{m2}}$	$\frac{0,9f_u}{\gamma_{m2}}$
128.68	128.68	5.25	257.52	800	576

Les conditions $[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{m2}}$ et $\sigma_{\perp} \leq \frac{0,9f_u}{\gamma_{m2}}$ sont satisfaites donc on peut

VIII.5 CALCULES DES FONDATIONS

VIII.5.1 LES SEMELLES FILANTES

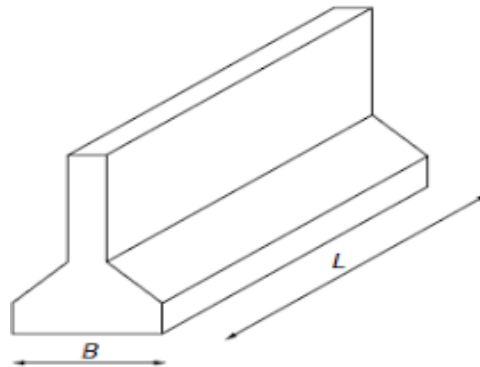


Figure VIII.4: Semelle filante.

VIII.5.2 Calcul de la surface des semelles filantes :

La détermination de la largeur « b » s'effectue dans la direction (X-X), considérée comme la plus défavorable, en tenant compte des combinaisons les plus significatives de l'ELS ainsi que celles du RPA.

VIII.5.3 Pré-dimensionnement :

➤ Chargement de la semelle filant a L'ELS :

$$\text{ELS: } \sum N_s = 5187.68 \text{ kn} = 518768 \text{ daN} \quad ; \quad \sum M_s = 34.35 \text{ kn.m} = 3435 \text{ daN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{3435}{518768} = 0.006 \text{ m}$$

$$e_0 = 6 \text{ mm} < B/6 = 250 \text{ mm} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale. et le Calcule(B) au suivant:}$$

La longueur totale de la semelle filante s'exprime par la formule suivante : L = longueur totale de la semelle + les débords (2 × D).

On a adopté un débord de 1 m (D1 = D2 = 1m)

$$L = 22.45 \text{ m}$$

$$B = \frac{\sum N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L} \left(1 + \frac{3e_0}{L}\right) = \frac{5187680}{0.18 \times 22450} \left(1 + \frac{3 \times 6}{22450}\right) = 1284.79 \text{ mm} = 1.28 \text{ m}$$

Donc on prend : B = 1,5 m >>> pas de risque de chevuchement

$$h_{\text{min}} \geq \frac{B - b}{4} + 0.05 = \frac{1.5 - 0.6}{4} + 0.05 = 0.275 \text{ m}$$

Donc : $h_{\text{min}} = 0.4 \text{ m}$

- **Vérification de contrainte moyenne :**

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum N_s}{B \times L} \left(1 + \frac{6e_x}{L}\right) = 0.154 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum N_s}{B \times L} \left(1 - \frac{6e_x}{L}\right) = 0.153 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.1537 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.18 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Donc : pas de risque de renversement

➤ **Calcul des contraintes sous RPA2024 :**

En RPA : $G + 0.2Q + 1.4 EX$

$$\sum N_{\text{RPA}} = 6477.07 \text{ daN} ;$$

$$\sum M_{\text{RPA}} = 30957 \text{ daN.m}$$

$$e_0 = 0.045 \text{ m}$$

$$e_0 = 45 \text{ mm} < \frac{B}{6} = 333 \text{ mm} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

Avec: $B = \frac{6744070}{0.18 \times 22450} \left(1 + \frac{3 \times 45}{22450}\right) = 1678.94 \text{ mm} = 1.67 \text{ m} = 1.7 \text{ m}$

En prend : $B=2 \text{ m}$

Donc la largeur maximale entre ELS et RPA2024 est $B=2 \text{ m}$

Toujours l, l n, ya pas un risque de cheuvement

$$H_{\min} = (B-b)/2 = (2-0.6)/2 = 0.7 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum N_s}{B \times L} \left(1 + \frac{6e_x}{L}\right) = 0.145 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum N_s}{B \times L} \left(1 - \frac{6e_x}{L}\right) = 0.142 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 0.144 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.18 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

VIII.5.4 Calcul du ferrailage :

$$\text{ELU} : \sum N_u = 7190.16 \text{ KN} = 719016 \text{ daN} \quad ; \quad \sum M_u = 47.06 \text{ KN.m} = 4706 \text{ daN.m}$$

$$e = 0.065 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.16 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.18 \text{ Mpa}$$

$$Q_u = \sigma_u \text{ moy} \times B = 0.16 \times 2 = 0.32 \text{ MN/m}$$

$$M = Q_u (B/2)^2 / 2 = 0.160$$

$$h = 0.7 \text{ m}; d = 0.63 \text{ m}; b = 0.6 \text{ m}; \sigma_{bc} = 17.70 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{st} = 400 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa} \quad ;$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} .$$

avec $\gamma_b = 1.2$ et $\gamma_s = 1$ selon le RPA2024

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0.160}{0.6 \times 0.63^2 \times 17.70} = 0.037 < \mu_r = 0.392 \rightarrow \text{Section à simple armatures}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.037}) = 0.047$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.36(1 - 0.4 \times 0.047) = 0.353 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{tx}}{z \sigma_{st}} = \frac{0.160}{0.353 \times 400} = 11.33 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 4.56 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{min}} ; A_{st}) = 11.33 \text{ cm}^2$$

Donc : **$A_{st} = 6T16 = 12.08 \text{ cm}^2$**

Espacement :

$$e \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(210 ; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq 33 \text{ cm}$$

Donc : $e = 15 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 8.04/4 = 3.02 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_r = 4T10 = 3.02\text{cm}^2$.

Espacement des armatures de répartition :

$$e \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(280\text{cm}; 45\text{cm})$$

$$e \leq 45\text{cm}$$

Donc : $e = 15\text{cm}$.

VIII5.5 Vérification au cisaillement :

Doit vérifier la condition :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{0.135}{0.6 \times 0.630} = 0.357\text{MPa}$$

$$\tau_1 = \min\left(\frac{0.15f_{wt28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_1 = \min(3.12 ; 4\text{MPa})$$

$$\tau_1 = 3.12\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.357\text{MPa} \leq \tau_1 = 3.12\text{MPa}$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement

VIII5.6 Dimensionnement des poutres de libage :

La poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{9} < h < \frac{L}{6} \rightarrow \frac{4.24}{9} < h < \frac{4.24}{6}$$

$$0.47 < h < 0.70$$

$$h = 60\text{cm}$$

Les dimensions des poutres de libage sont : $\{d = 54\text{cm}$

$$b = 60\text{cm}$$

VIII5.7 Calcul du ferrailage :

➤ En travée :

$$M_{tx} = -26012.211\text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{btw}} = \frac{0.260}{0.6 \times 0.54^2 \times 17.70} = 0.083 < \mu_r = 0.392 \rightarrow \text{Section à simple armatures}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.083}) = 0.108$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.54(1 - 0.4 \times 0.108) = 0.516\text{m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{tx}}{z\sigma_{st}} = \frac{0.260}{0.516 \times 400} = 12.59 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 4T16 + 4T16 = 16.08 \text{ cm}^2$

➤ **En appuis :**

$$M_{tx} = 51261.306 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{0.512}{0.6 \times 0.54^2 \times 17.7} = 0.165 < \mu_r = 0.392 \rightarrow \text{Section à simple armatures}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.165}) = 0.22$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.54(1 - 0.4 \times 0.22) = 0.492 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{tx}}{z\sigma_{st}} = \frac{0.51200}{0.492 \times 400} = 26.01 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 6T25 = 29.45 \text{ cm}^2$

a. Armatures transversales :

• **Calcul de ϕ_t :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{Lmin} \right)$$

$$\phi_t \leq \min (1.71 ; 1.71 ; 1.4)$$

$$\phi_t \leq 1.14\text{cm} \quad \text{On adopte un diamètre transversal } \phi_t = 8\text{mm}$$

• **Calcul de l'espacement entre les armatures :**

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{Lmin} ; 30\text{cm} \right)$$

$$S_t \leq \min (15 ; 16.8 ; 30\text{cm})$$

$$S_t \leq 15 \quad \text{On prend } S_t = 15\text{cm}$$

$$L = 2 \times h = 2 \times 60 = 120 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S \leq \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad S = 20\text{cm}$$

VIII.5.8 Vérification au cisaillement :

Doit vérifier la condition :

$$V_u = 40112.28 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{0.401}{0.6 \times 0.54} = 1.23 \text{ Mpa}$$

$$\tau_1 = \min \left(\frac{0.15 f_{w28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_1 = \min (3.12 ; 4 \text{MPa})$$

$$\tau_1 = 3.12 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \tau_1 \quad \rightarrow \text{Donc il n'y a pas un risque de cisaillement}$$

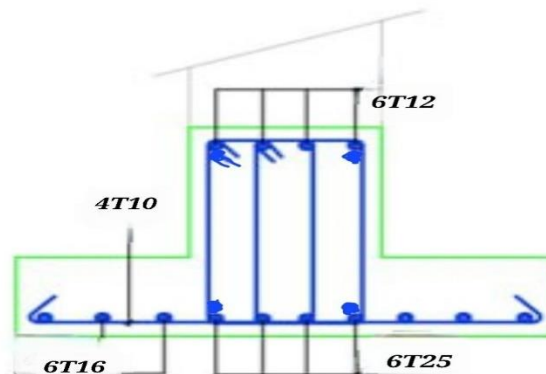


Figure VIII. 5 : Ferrailage de la semelle filante.

VIII 6 Calcul des longrines :

Longrine est une barre de béton armé où les charges de mur sont distribuées et transférées au support sous-jacent. Ces charges sont déterminées conformément à RPA2024 en tenant compte de la base de traction axiale.

VIII.6.1 Redimensionnement des longrines :

Pour les sites classés en catégorie S2 et S3, les dimensions minimales requises pour la section transversale des longrines sont de 25 cm × 30 cm

Pour ce cas, la section des longrines est (30 × 35) cm².

VIII.6.2 Calcul des ferrailages longitudinaux :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale :

$$F = \frac{N_{sd}}{\alpha} > 20 \text{KN} = 2000 \text{ daN}$$

Avec :

N_{sd} : Égal à la valeur maximale des charges verticales de gravité générées par les points d'appui solidarisés, et considère les efforts normaux du poteau le plus sollicité.

$$N_u = 1134.14 \text{ KN} = 113414 \text{ daN}$$

$$N_s = 819.19 \text{ KN} = 81919 \text{ daN}$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site.

Pour ce cas : zone sismique **I** et catégorie de site **S3** → $\alpha = 15$

- **ELU :**

$$F = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{113414}{15} = 7560.93 \text{ daN} > 2000 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{0.07560}{400} = 1.89 \text{ cm}^2$$

- **ELS :**

$$F = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{81919}{15} = 5461.26 > 2000 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{0.05461}{400} = 1.36 \text{ cm}^2$$

Le RPA 2024 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0.6\% B$$

$$A_{min} = 0.6\% \times (30 \times 35) = 6.3 \text{ cm}^2$$

Donc : $2 \times 3T12$ avec : $A_{st} = 6.78 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non-fragilité :**

$$A_{st} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ cm}^2$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{Lmin} \right)$$

$$\phi_t \leq \min(10 ; 8.57 ; 14)$$

$\phi_t \leq 8.57$ cm Le diamètre transversal est $\phi_t = 8$ mm

➤ **Calcul d'espacement des cadres :**

Le RPA 2024 impose des normes concernant l'espacement des cadres, qui ne doit pas excéder:

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 15 \times \phi_t) = \min(20\text{cm}; 15 \times 0.8) = \min(20\text{cm}; 12\text{cm}) = 12\text{cm}$$

Donc : $S_t = 10$ cm

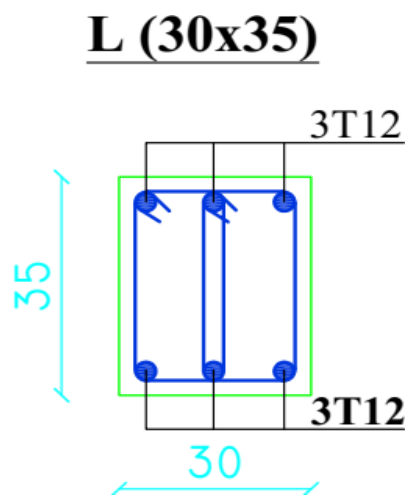


Figure VIII. 6 : Coupe transversale de la longrine

VIII 7 Conclusion :

Ce chapitre a examiné le pied de poteau ainsi que les fondations qui soutiennent et transmettent les charges de la superstructure au sol.

Une semelle filante a été sélectionnée en prenant en considération l'ensemble des charges exercées sur ce bâtiment ainsi que la nature du sol

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de recherche de fin d'étude nous a permis de consolider et d'intégrer diverses connaissances théoriques, nous familiarisant ainsi avec les différentes réglementations de conception et de calcul essentielles en génie civil, à travers l'étude de cas concrets.

Ce projet de fin d'études a spécifiquement comparé les réglementations parasismiques algériennes RPA 2003 et RPA 2024 par l'analyse d'une structure métallique R+10. Les résultats ont mis en évidence des modifications substantielles introduites par le RPA 2024, notamment une classification des sols plus fine, une révision des coefficients de comportement, ainsi que des exigences accrues en termes de ductilité et de détails constructifs. Cependant, pour la zone une de l'étude sismique, il n'a pas été observé de changement significatif entre les deux réglementations, si ce n'est une légère diminution du spectre de réponse. Ces évolutions se traduisent généralement par des différences notables dans les sollicitations sismiques, les déplacements et le dimensionnement des éléments structuraux, aboutissant souvent à des conceptions plus rigoureuses et, par conséquent, plus fiables. En conclusion, bien que le RPA 2024 impose globalement des contraintes additionnelles, il représente une avancée significative pour la sécurité des constructions en zones sismiques, tout en appelant à une adaptation des méthodes de calcul et de conception pour une mise en œuvre optimale.

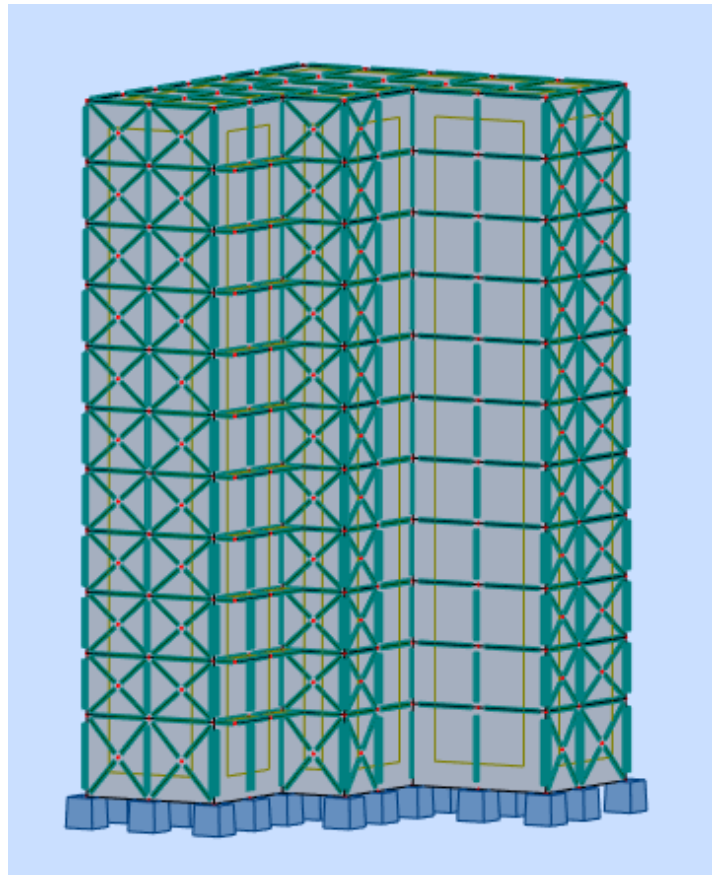
Il est crucial de reconnaître que de nombreuses avenues d'exploration demeurent ouvertes pour approfondir notre compréhension. Seul un engagement continu et une culture de l'esprit de recherche nous permettront d'atteindre pleinement nos objectifs. Nous espérons que ce travail apportera une contribution bénéfique aux promotions futures.

Références bibliographiques

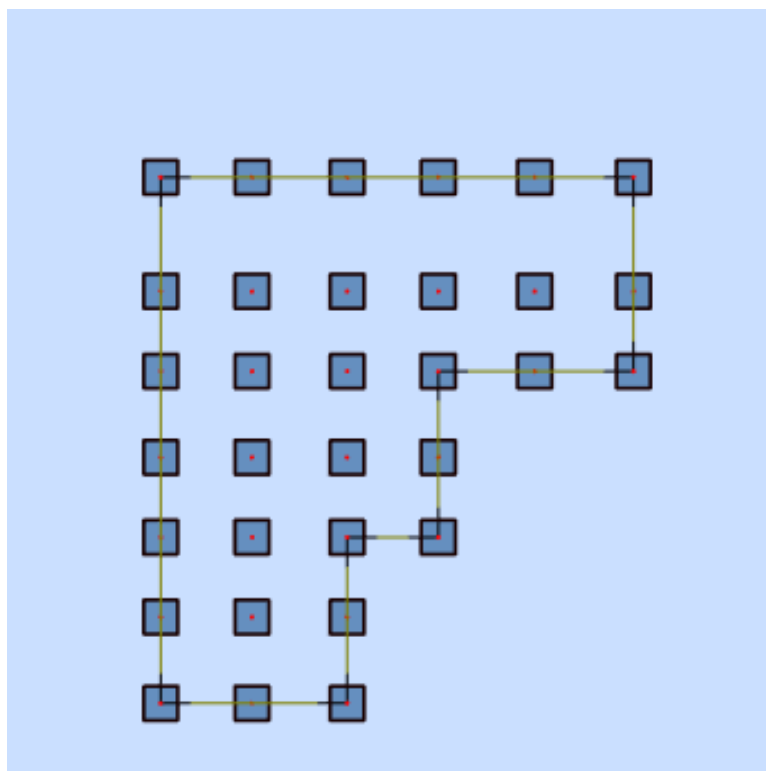
1. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
2. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
3. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 », Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997, (Algérie).
4. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).
5. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 2024 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2024, (Algérie)
6. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie).
7. Eurocode 3, 4.
8. Documents « access steel eurocodes made easy ».
9. Lahlou Dahmani « CALCUL DES ELEMENTS DE CONSTRUCTION METALLIQUE SELON L'EUROCODE 3 ». V2022
10. ETUDE COMPARATIVE D'UN BATIMENT EN ACIER EQUIPE DE SYSTEME DE CONTREVENTEMENT ET D'APPAREIL D'APPUI EN PENDULE A FRICTION (Tabet derass moulay edris et Bouayad agaha)2017

ANNEXES

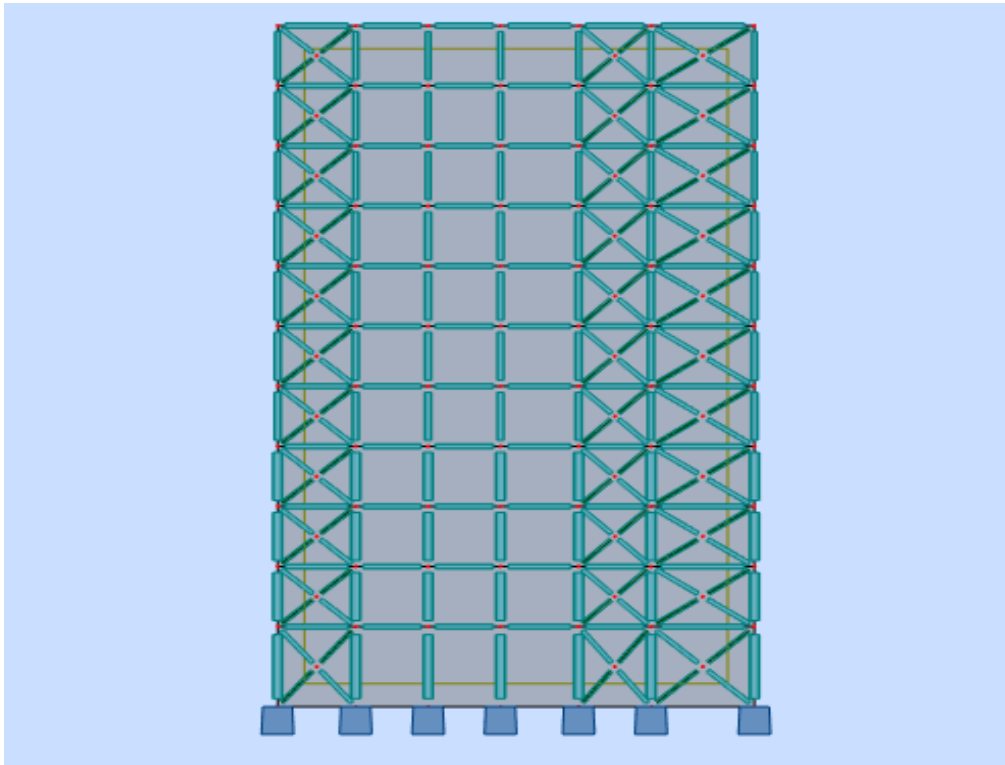
ANNEXE A : MODELISATION (LOGICIEL ROBOT)



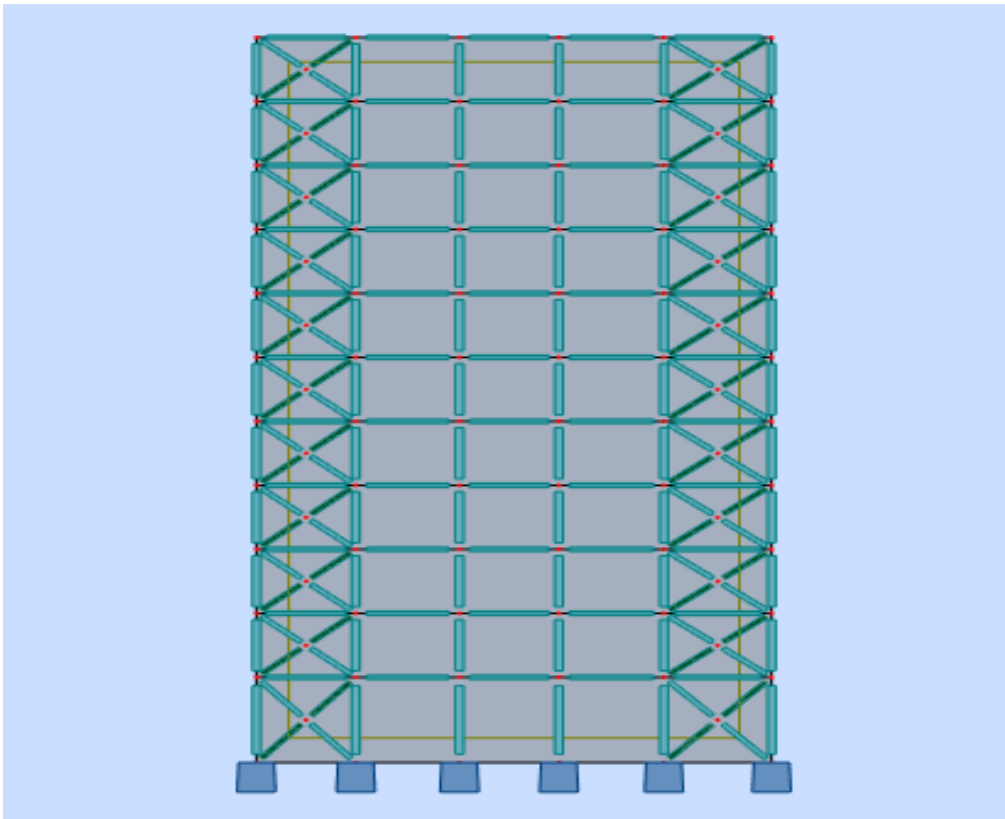
Vue en 3D



Vue de base



Vue YZ

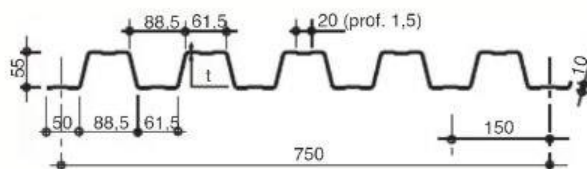


Vue XZ

HI-BOND 55.750



Certificat CSTBat



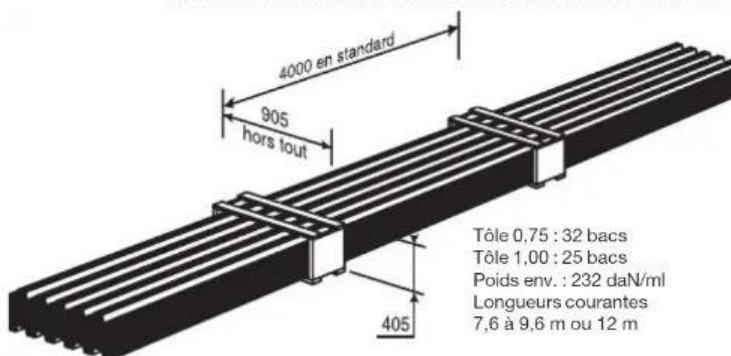
Nota : Commander des profils sans raidisseurs en fonds des nervures dans le cas de solives avec connecteurs sous le nom HI-BOND 55.750 C.

Identification

Epaisseur t en cm	Masse en kg/m ²
0,75	9,56
0,88	11,23
1,00	12,83
1,20	15,30

Manutention - Emballage

Epaisseur t en mm	Masse en kg/m ²
0,75	6,97
0,88	8,18
1,00	9,30
1,20	11,16



Tôle 0,75 : 32 bacs
Tôle 1,00 : 25 bacs
Poids env. : 232 daN/ml
Longueurs courantes
7,6 à 9,6 m ou 12 m

Valeurs de calcul

Epaisseur t en mm	Epaisseur acier en mm	Aire d'acier en cm ² /m	Position fibre neutre		Mt d'inertie i en cm ⁴	Modules de résistance	
			v ₁ en cm	v ₂ en cm		i/v ₁	i/v ₂
0,75	0,71	11,18	2,75	2,75	57,54	20,92	20,92
0,88	0,84	13,23	2,75	2,75	68,08	24,76	24,76
1,00	0,96	15,12	2,75	2,75	77,80	28,29	28,29
1,20	1,16	18,27	2,75	2,75	94,01	34,19	34,19

PORTÉES ADMISSIBLES AU COULAGE EN MÈTRES

Distances maximales franchissables par la tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étaielement, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale t de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation admissible du coffrage de 1/240 ème de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file d'étais éventuelle.

Portée de coulage	Epaisseur plancher h (cm)	t = 0,75 mm				t = 0,88 mm				t = 1,00 mm				t = 1,20 mm			
		sans étai		étais		sans étai		étais		sans étai		étais		sans étai		étais	
		XX	***	****	*****	XX	***	****	*****	XX	***	****	*****	XX	***	****	*****
(acier) Portée = clair + 5 cm	10	2,70	3,60	3,33	3,35	2,85	3,80	3,52	3,63	2,96	3,95	3,66	3,97	3,14	4,18	3,88	4,23
	11	2,60	3,48	3,22	3,15	2,74	3,66	3,39	3,48	2,85	3,81	3,53	3,71	3,02	4,03	3,73	4,06
(béton) Portée = clair + 5 cm	12	2,51	3,36	3,11	2,95	2,65	3,54	3,28	3,35	2,76	3,69	3,41	3,57	2,93	3,91	3,62	3,91
	13	2,43	3,26	3,02	2,78	2,57	3,44	3,19	3,18	2,68	3,59	3,32	3,44	2,85	3,81	3,52	3,77
(bois) Portée = entraxe	14	2,37	3,17	2,94	2,64	2,50	3,34	3,09	3,01	2,61	3,49	3,23	3,33	2,76	3,70	3,42	3,64
	15	2,31	3,10	2,87	2,51	2,44	3,26	3,02	2,86	2,54	3,41	3,15	3,17	2,69	3,61	3,34	3,53
	16	2,25	3,02	2,80	2,39	2,38	3,19	2,95	2,72	2,48	3,33	3,08	3,02	2,63	3,53	3,26	3,43
	17	2,20	2,95	2,73	2,29	2,33	3,12	2,88	2,60	2,43	3,26	3,01	2,89	2,57	3,45	3,19	2,33
	18	2,15	2,89	2,67	2,19	2,28	3,05	2,82	2,49	2,37	3,19	2,95	2,77	2,52	3,38	3,13	3,21
	19	2,12	2,84	2,63	2,11	2,23	3,00	2,77	2,40	2,34	3,13	2,90	2,66	2,48	3,33	3,08	3,08
	20	2,08	2,79	2,58	2,03	2,19	2,94	2,82	2,31	2,29	3,07	2,84	2,56	2,44	3,27	3,02	2,96
	22	2,00	2,69	2,49	1,93	2,11	2,84	2,62	2,15	2,21	2,96	2,74	2,38	2,35	3,15	2,91	2,75
	24	1,94	2,60	2,41	1,85	2,05	2,76	2,55	2,01	2,14	2,88	2,66	2,23	2,27	3,05	2,82	2,58

pour les valeurs en italique, l'élançement du plancher est supérieur à 3/6

Ces valeurs maximales conviennent lorsque les arrêts de coulage éventuels sont au droit des supports, aux extrémités des tôles et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surépaisseur de béton même localisée, même temporaire, sur la tôle. En cas contraires, choisir des portées moindres. Fixer les tôles par deux fixations au moins par bac à chaque extrémité.

ANNEXE C : ETUDE DES ASSEMBLAGES

Diamètre nominal d	Pas P	Clef	Diamètre du noyau de la vis d3	Diamètre intérieur de l'écrou d1	Diamètre de la rondelle	Section résistante As	Diamètre moyen dm	Tôle usuelle	Cornière usuelle
8	1.25	13	6.466	6.647	16	36.6	14	2	30
10	1.5	17	8.160	8.376	20	58.0	18.3	3	35
12	1.75	19	9.853	10.106	24	84.3	20.5	4	40
14	2	22	11.546	11.835	27	115	23.7	5	50
16	2	24	13.546	13.835	30	157	24.58	6	60
18	2.5	27	14.933	15.294	34	192	29.1	7	70
20	2.5	30	16.933	17.294	36	245	32.4	8	80
22	2.5	32	18.933	19.294	40	303	34.5	10.14	120
24	3	36	20.319	20.752	44	353	38.8	>14	>120
27	3	41	23.319	23.752	50	459	44.2	-	-
30	3.5	46	25.706	26.211	52	561	49.6	-	-
33	3.5	50	28.706	29.211		694		-	-
36	4		31.093	31.670		817		-	-

Tableau 1 : Principales caractéristiques géométriques

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau 2 : Caractéristiques mécaniques correspondant aux différentes classes

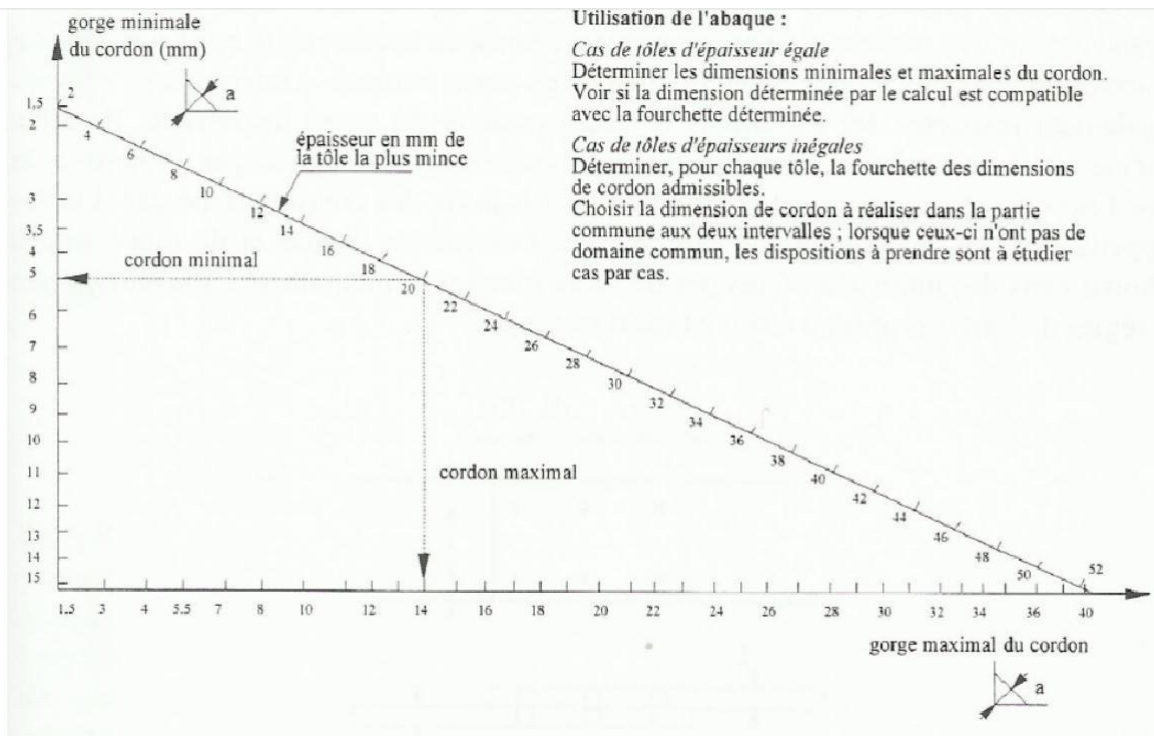


Figure 19 : Abaque de pré-dimensionnement de la gorge a

Acier	f_u (MPa)	β_w	γ_{Mw}
S 235	360	0,8	1,25
S 275	430	0,85	1,30
S 355	510	0,9	1,35

$\beta_w \gamma_{mw}$ variables selon la nuance d'acier

Coefficients	trou nominal	trou surdimensionné	trou oblong
k_s	1	0.85	0.7
$\gamma_{Ms,ser}$ ELS	1.20	1.20	1.20
$\gamma_{Ms,ult}$ ELU	1.10	1.25	1.25

Classe de surface	μ coefficient de frottement	état de surface
A	0.5	Grenillé ou sablé
B	0.4	Grenillé, sablé et peint
C	0.3	Brossé
D	0.2	Non traité

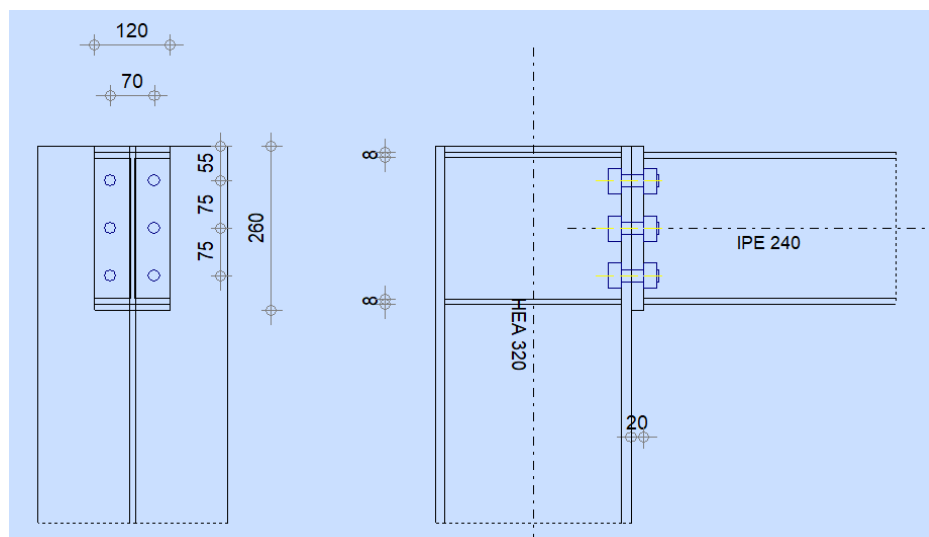


Figure.E.1. Assemblage poteau – poutre

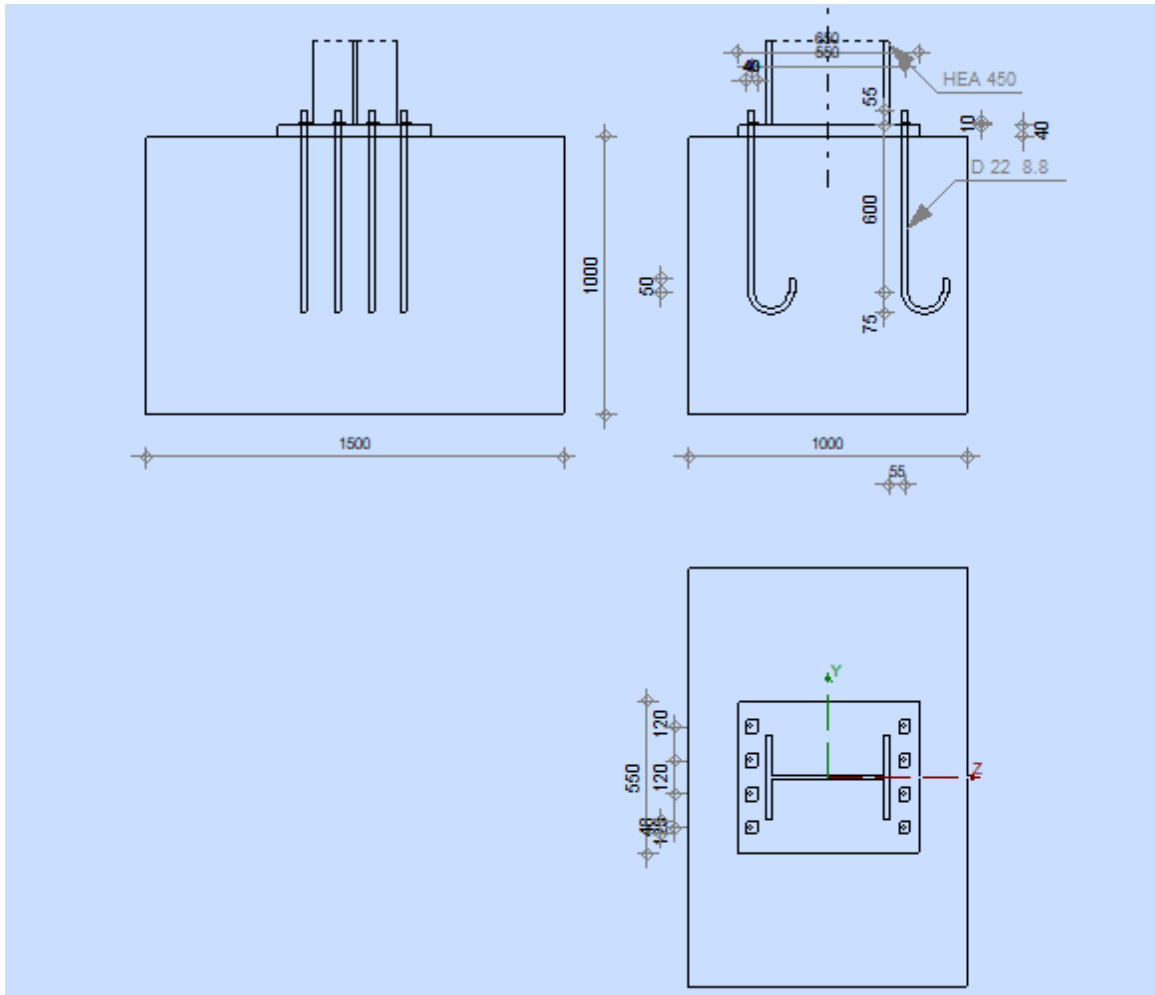


Figure.E.4. Assemblage pied de poteau

ANNEXE D : RAPPORT GEOTECHNIQUE

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS:

Les sondages réalisés nous donnent un terrain relativement homogène, il est constitué d'une argile limoneuse beige à jaunâtre peu sableuse; surmontée de galets centimétrique à décimétriques avec le sable noirâtre peu compact, le tout est masqué par des limons sableux beige à jaunâtre. Le remblai est d'une faible épaisseur.

Tenant compte de la géologie rencontrée et les résultats des essais de pénétration dynamiques et les essais de laboratoire, nous préconisons l'emploi de fondations superficielles de type filantes ou radier, avec une contrainte admissible au sol de 1,8 bar et un ancrage à partir d'un dixième de la hauteur du bloc.

Nous demandons d'éviter les eaux pluviales ou accidentelles en prévoyant un drainage en périphérie des blocs pour protéger les fondations et pour conserver les caractéristiques géotechniques du sol.

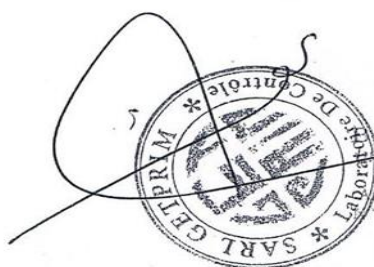
Nous conseillons le bureau d'étude chargé de suivi de prendre en considération l'effet de décaissement des fondations sur le voisinage ainsi le placement des surcharges excessives tel que les grues.

Prendre en considération l'effet interaction entre les tours et le bloc qui et en RDC.

Selon la norme P18-011 l'eau analysée est classée en A2 – moyennement agressive nécessitant un béton compact au niveau des fondations et un enrobage des armatures supérieur ou égale à 4,0 cm.

Le Laboratoire GETPRIM et l'Ingénieur chargé de l'étude restent à la disposition du client pour tout renseignement complémentaire.

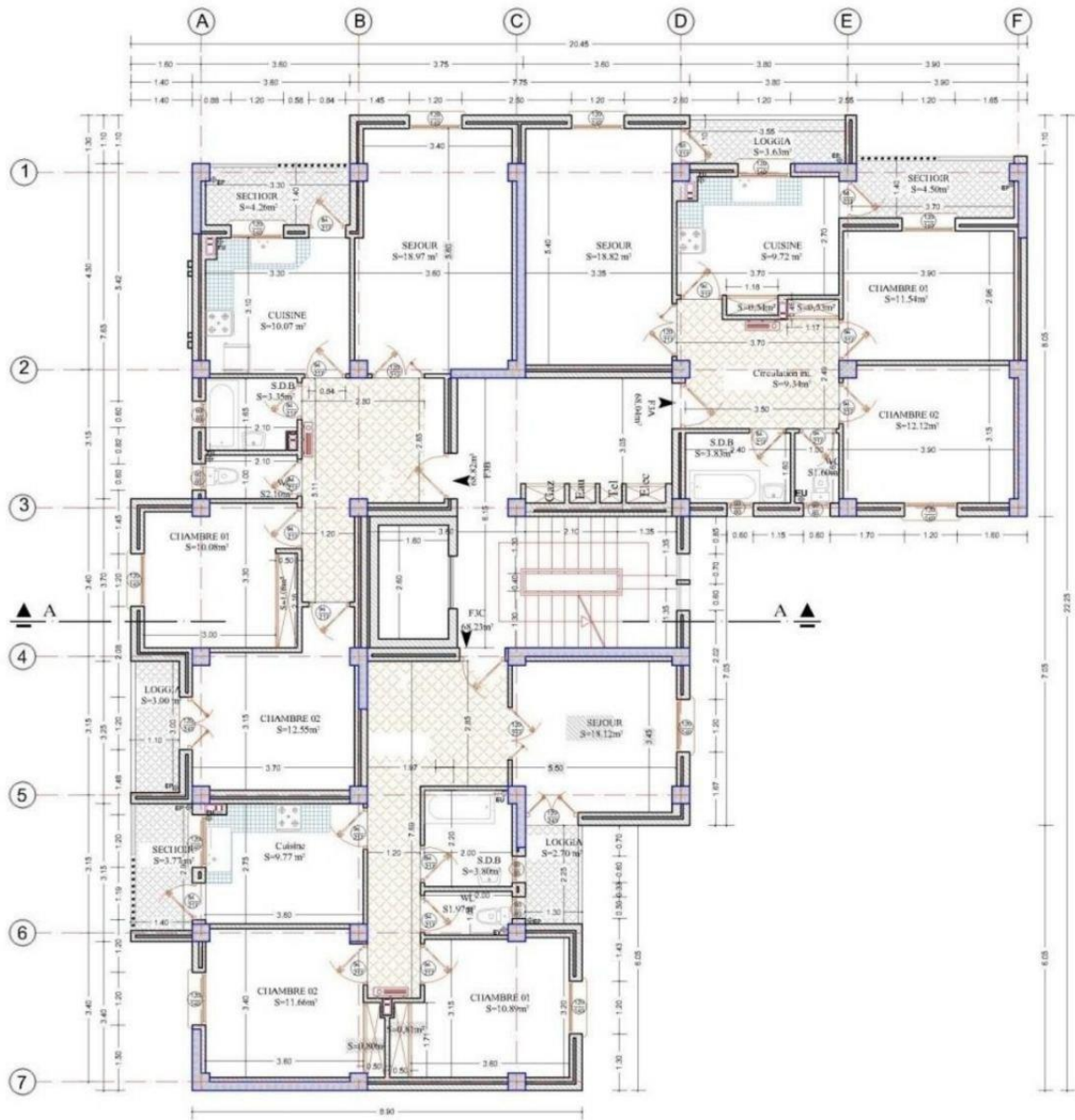
L'INGENIEUR CHARGE D'ETUDE DE SOL

The image shows a handwritten signature in black ink over a circular stamp. The stamp contains the text 'SARL GETPRIM' and 'Laboratoire de Contrôle'. To the right of the stamp, the following text is printed: 'BOUDIA Aouabdi', 'Ingénieur d'Etat En Mécanique des Sols', 'Agrément Ministériel', and 'N°2009/193/352/02'.

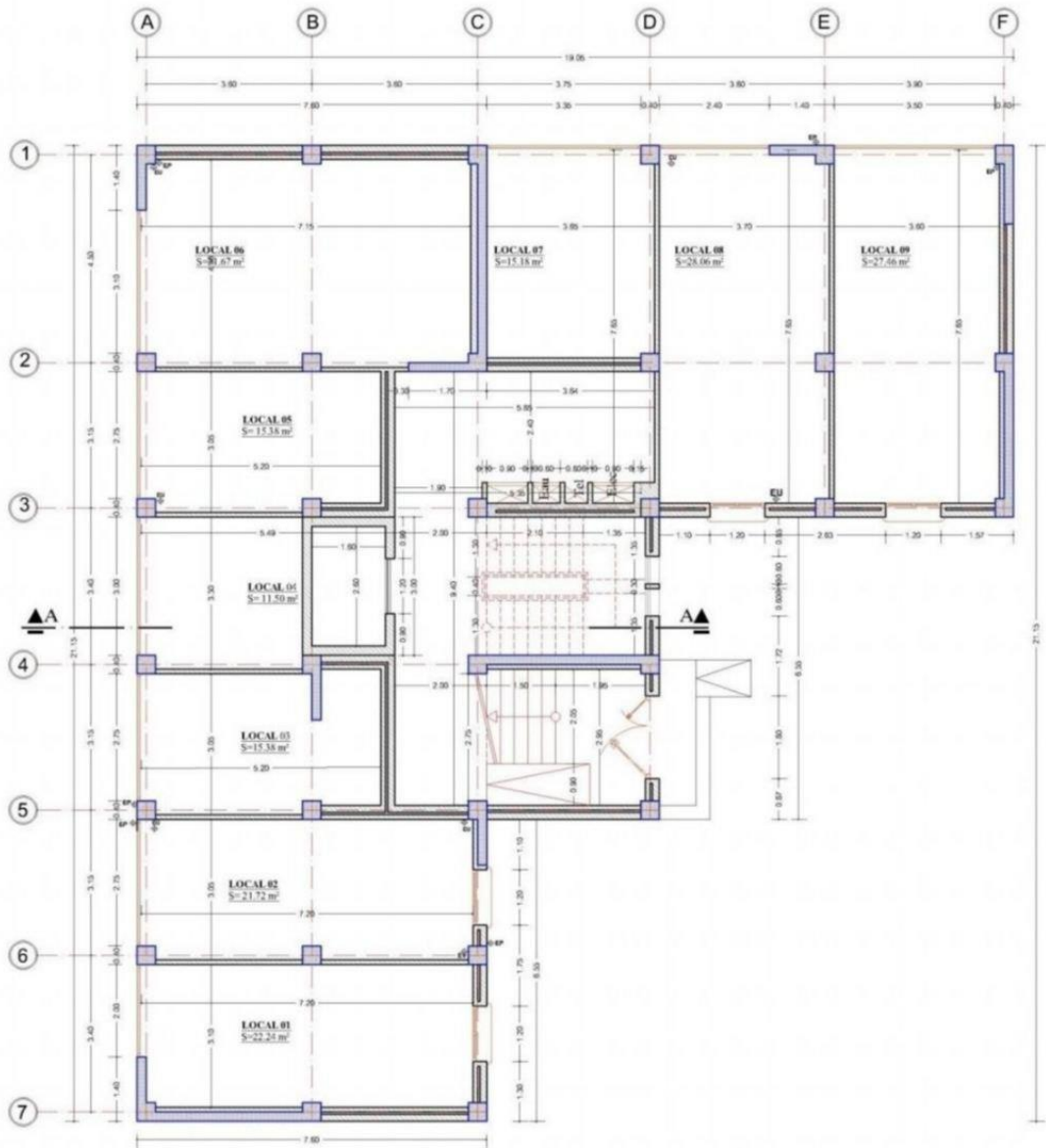
BOUDIA Aouabdi
Ingénieur d'Etat En Mécanique
des Sols
Agrément Ministériel
N°2009/193/352/02

SARL ECOBAT - SBA-
Etude géotechnique: " 155 LGTS promotionnels -Millenium la gare - Sidi Bel Abbes "

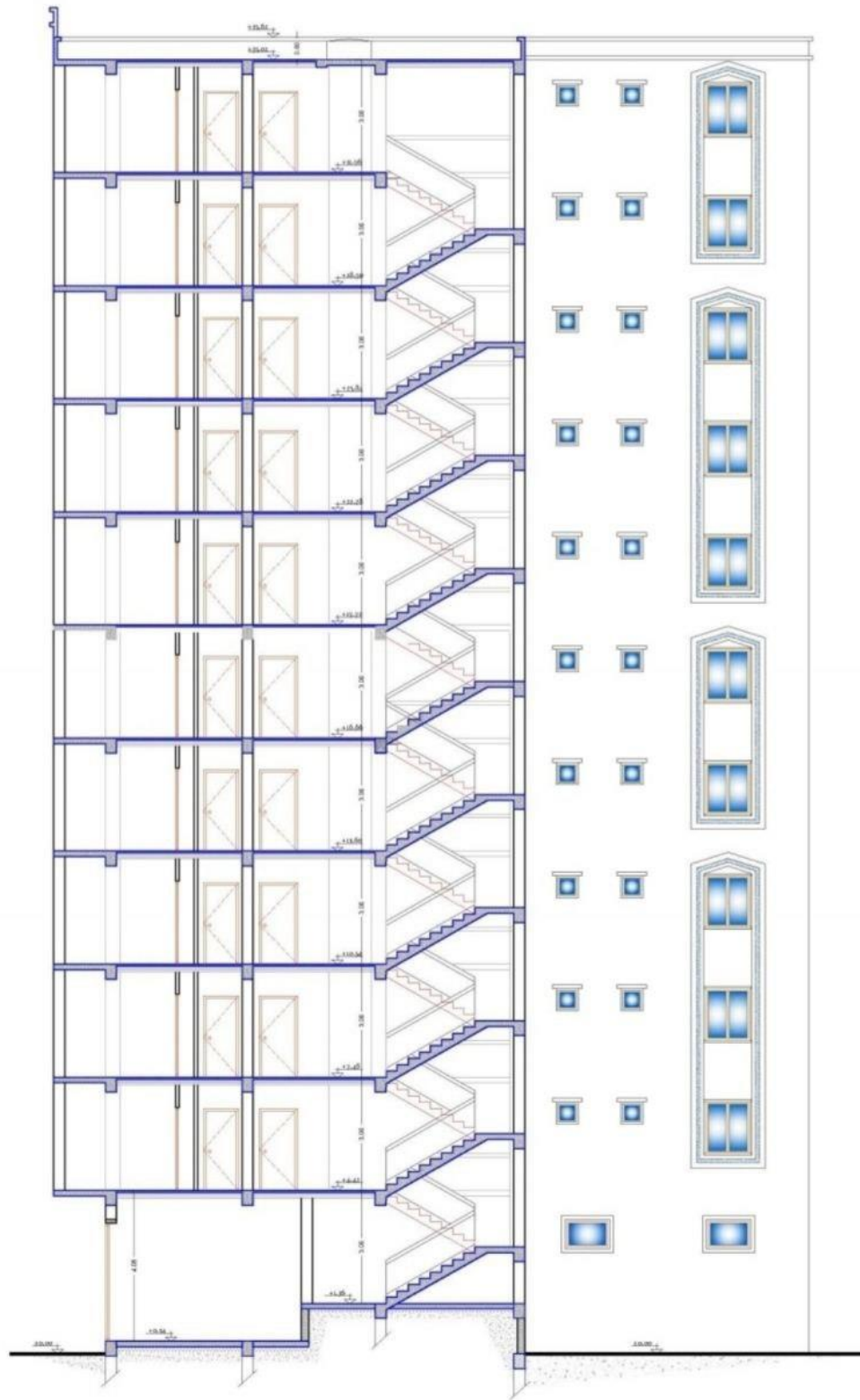
ANNEXE E : LES PLAN ARCHITECTERAUX



PLAN ETAGE COURANT



PLAN DE RDC



COUPE A-A

