

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE

SCIENTIFIQUE

جامعة -البليدة 1-

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

كلية التكنولوجيا

Faculté de Technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME

DE MASTER EN GENIE CIVIL



OPTION : Structures

Thème

Étude d'un bâtiment en charpente
métallique usage d'habitation
(RDC +8 étages) forme L

Réalisé par :

- KHORSI Abdelaziz
- SOUADI Ahmed Wassim

Encadré par :

- Mme. AOUALI. N

Blida, Octobre 2021

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I présentation de l'ouvrage

Tableau 1 Les caractéristiques mécaniques du bac d'acier HI-BOND 55.....	06
--	----

Chapitre II étude climatique

Tableau 1: des valeurs de la pression dynamique de référence.....	11
Tableau 2: Définition des catégories de terrain.....	11
Tableau 3 : Valeurs des pressions dynamiques (qp).....	14
Tableau 4: Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.....	16
Tableau 5 : Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.....	17
Tableau 6 : Les valeurs des pressions $W(ze)$ [N/m ²] (V1 / V3).....	18
Tableau 7: Valeurs des pressions dynamiques (qp).....	19
Tableau 8: Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.....	19
Tableau 9: Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.....	20
Tableau 10: Les valeurs des pressions $W(ze)$ [N/m ²] (V2 / V4).....	21
Tableau 11: Les valeurs de coefficient dynamique Cd (V1 / V3).....	24
Tableau 12: Les valeurs de coefficient dynamique Cd (V2 / V4).....	24
Tableau 13: Les forces à l'aide des coefficients des forces (V1 / V3).....	25
Tableau 14: Les forces à l'aide des coefficients des forces (V2 / V4).....	25

Chapitre III pré dimensionnement des éléments Résistants

Tableau 1: Charge permanente du plancher terrasse.....	28
Tableau 2: Charge permanente du plancher à usage d'hébergement.....	43
Tableau 3: La charge d'exploitation.....	44
Tableau 4: La descente des charges et les profilés des poteaux.....	44
Tableau 5: Les vérifications du flambement pour poteau central.....	45

Chapitre IV pré dimensionnement des éléments secondaire

Tableau 1: charge et surcharge.....	52
-------------------------------------	----

Chapitre V étude sismique et analyse dynamique

Tableau 1: Valeurs des modes propres.....	60
Tableau 2: Valeurs des modes propres.....	62
Tableau 3: Les périodes et les facteurs de participation massique.....	65
Tableau 4: Coefficient d'accélération en fonction de la zone.....	68
Tableau 5: Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site.....	68

Tableau 6: facteur de qualité.....	69
Tableau 7: Vérification déplacement inter étages sens X.....	70
Tableau 8: Vérification déplacement inter étages sens y.....	71
Tableau 9: Vérification de l'effet P- Δ	72

Chapitre VI vérification de l'ossature

Tableau 1: Efforts internes des poteaux sous Nmax pour chaque niveau.....	73
Tableau 2: Poteaux RDC HEA 500.....	77
Tableau 3: Poteaux 3ème Etage HEA 400.....	77
Tableau 4: Poteaux 3ème Etage HEA 400.....	78

Chapitre VIII étude des fondations

Tableau 1: Sections des semelles filantes.....	92
Tableau 2: Contraintes sous le radier à l'ELU.....	98
Tableau 3: Contraintes sous le radier à l'ELS.....	98
Tableau 4: Ferrailage des panneaux du radier.....	100
Tableau 5: Vérification des contraintes.....	102
Tableau 6: Ferrailage des nervures (sens porteur).....	103
Tableau 7: Ferrailage des nervures (sens non porteur).....	103
Tableau 8: Vérification de la condition non fragilité.....	103
Tableau 9: Vérification des contraintes à l'ELS.....	104
Tableau 10: Choix des armatures transversale.....	105

TABLE DES MATIERES

Remerciement

Dédicace

Résumé

Introduction générale01

Chapitre I présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction.....02

I.2 Présentation de l'ouvrage.....02

I.3 Données géométriques du projet.....02

I.4 Ossature.....05

I.5 Les Planchers.....05

I.6 Bac d'acier.....06

I.7 Les connecteurs.....07

I.8 Escaliers.....08

I.9 Matériaux utilisés.....08

Chapitre II étude climatique

II,1 Effet de la neige.....10

II,1,1 Introduction.....10

II,2 L'effet de vent.....10

II,2,1 Introduction10

II,2,2, Détermination des différents paramètres coefficient.....12

II,2,3, CONCLUSION.....26

Chapitre III pré dimensionnement des éléments Résistants

III.1. Introduction.....	27
III.2 Les planchers.....	27
• III.2.1 Hypothèse de calcul	
III.3 Estimation des charges des planchers.....	27
III.4 Pré dimensionnement des éléments.....	29
• III.4.1. Les solives	29
• III.4.2. Les poutres principales	36
• III.4.3. les poteaux.....	42
• III.4.3.1 Poteau le plus sollicité.....	43

Chapitre IV pré dimensionnement des éléments secondaire

IV.1 Introduction.....	46
• IV.1.1 Calcul des sollicitations	47
• IV. 1.2 Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée.....	47
IV.2 Les escaliers métalliques.....	49
IV.2.1 Introduction.....	49
IV.2.2 Calcul des sollicitations	
IV.3 Conception d'une marche.....	51
IV.3.1 Dimensionnement des cornières	
IV.4 Limon	53

Chapitre V étude sismique et analyse dynamique

V.1. Introduction	55
V.2 Objectifs de l'étude dynamique	55
V.2.1. Modélisation de la structure.....	55
V.3. Choix de la méthode de calcul.....	56
○ V.3.1. La méthode statique équivalente	56

○ V.3.2. La méthode modale spectrale	56
V.3.2.1. Spectres de réponse de calcul	56
V.3.2.2. Principales vérifications exigent par le RPA pour cette méthode.....	58
V.3.2.3. Résultante des forces sismiques de calcul.....	58
V.3.2.4. Déplacements inter étages	58
V.3.2.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre).....	59
V.3.2.6. Vérification le coefficient de comportement R	59
V.4. Résultats de l'analyse dynamique.....	59
V.4.1. Vérification de la structure selon le RPA99/V2003.....	60
V.5. Estimation de la période fondamentale de la structure (T).....	66
V.6. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	68
V.7. Vérification des déplacements inter étages	70
V.8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)	71
V.9 Conclusion.....	72

Chapitre VI vérification de l'ossature

VI.1. Introduction.....	73
VI.2. Vérification des poteaux.....	73
○ VI. 2.1 Vérification des poteaux	73
VI .2.1.1 Vérifications au flambement par flexion	
VI .2.1.2 Vérification du déversement	
VI.3. Vérification des poutres.....	78
○ VI .3.1 Poutre principale	78
VI.4. Dimensionnement des contreventements	80

Chapitre VII étude des assemblages

VII .1. Introduction	82
VII.2. Calcul des assemblages	82
○ VII.2.1. Assemblage Poteau –Poutre (HEA500-IPE500).....	82
VII.2.1. 1 Efforts sollicitant	82
VII.2.1. 2 Calcule de la soudure poutre IPE500.....	82
VII.2.1. 3 Choix de diamètre du boulon.....	83
VII.2.1. 4 Détermination du nombre de boulons nécessaires.....	83

Chapitre VIII étude des fondations

VIII.1. Introduction	89
VIII.2. Fonctions assurées par les fondations	89
VIII.3. Classification des fondations	89
VIII.4. Choix de type de fondation.....	89
VIII.5. Calcul des fondations.....	90
VIII.6. Choix de type de semelle	90
VIII.6.1. Semelles isolées	
VIII.6.2. Semelles filantes	
VIII.6.3. Radier général	93
VIII.6.3.1. Introduction.....	93
VIII.6.3.2. Surface nécessaire	
VIII.6.3.3. Pré dimensionnement de radier.....	93
VIII.6.3.4 Caractéristiques géométriques du radier.....	95
VIII.6.3.5 Vérifications Nécessaires	
VIII.6.3.5.1 Vérification de la Stabilité du Radier.....	97
VIII.6.3.6. Ferrailage du radier.....	99
CONCLUSION.....	107
Bibliographie.....	108

LISTE DES FIGURES

Chapitre I présentation de l'ouvrage

Figure 1 : Vue en plan du RDC échelle	02
Figure 2: Vue en plan d'étage courant (1er au 8ème) échelle 1/50.....	02
Figure 3: Façade Principale échelle 1/50.....	03
Figure 4: façade arrière.....	03
Figure 5: Coupe AA et Coupe BB.....	04
Figure 6: Vue éclatée d'un plancher mixte.....	05
figure 7: Bac d'acier type Hi Bond 55.....	05
Figure 8: Goujon soudée.....	06

Chapitre II étude climatique

Figure 1 : hauteur de référence Z_e dépendant de h et b et profil correspondant de pression dynamique... 12	12
Figure 2: Vue en plan des zones de pression des parois verticales sens V1.....	14
Figure 3 : Vue en élévation des zones de pression des parois verticales sens V1.....	14
Figure 4 : Cpe correspondant à chaque zone de parois verticale selon V1.....	15
Figure 5 : Vue en plan des zones de pression de la toiture plates.....	15
Figure 6: Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties.....	16
Figure 7: Vue en élévation des zones pression des parois verticales sens V2.....	18
Figure 8 : valeur de Cpe correspondant à chaque zone de parois verticale selon V2.....	19

Chapitre III pré dimensionnement des éléments Résistants

Figure 1 : Schéma des solives.....	27
Figure 2: Schéma statique de la solive.....	27
Figure 3: Répartition du plancher sur la poutre principale.....	35
Figure 4: Schéma statique de poutre principale.....	36

Chapitre IV pré dimensionnement des éléments secondaire

Figure 1: dimensionnement d'acrotère.....	44
Figure 2: Ferrailage d'acrotère.....	47
Figure 3: les escaliers métalliques.....	47
Figure 4: L'inclinaison de la paillasse.....	48
Figure 5 : la longueur de la paillasse.....	49
Figure 6 : Conception d'une marche.....	49

Chapitre V étude sismique et analyse dynamique

Figure 1: Spectre de réponse.....	55
Figure 2: Structure sans contreventement.....	58
Figure 3: Les trois premières modes du 1er modèle.....	59
Figure 4: Les trois premières modes du 2 ème modèle.....	61
Figure 5: Structure avec palées triangulées en X.....	62
Figure 6: Les trois premières modes du 3ème modele.....	64

Chapitre VI vérification de l'ossature

Figure 1 : la rigidité (ou raidisseur) du poteau concerné.....	72
Figure 2 : poteaux HEA 500.....	75
Figure 3 Poteaux HEA 400.....	75
Figure 4 : poteaux HEA 360.....	76
Figure 5 : contreventement en X dans le sens Y et Y.....	78

Chapitre VII étude des assemblages

Figure 1 : Assemblage soudé poutres-platine.....	81
Figure 2 Assemblage poteau – poutre.....	82
Figure 3 Distribution des boulons sur la platine d'extrémité.....	83

Chapitre VIII étude des fondations

Figure 1: Dimensions de la semelle isolée.....	90
Figure 2 : Schéma semelle filantes.....	91
Figure 3: Schéma d'un radier.....	93
Figure 4 : Contraintes sous le radier.....	97
Figure 5 : Panneau de la dalle du radier.....	99
Figure 6: Schéma de ferrailage la dalle de radier.....	102
Figure 7 : Schéma de ferrailage des nervures Y-Y.....	106
Figure 8 : Schéma de ferrailage des nervures x-x.....	106

Remerciement

*NOUS remercions ALLAH de nous avoir donné le courage, la volonté et la
patience de mener à terme ce présent travail.*

Nous exprimons nos gratitude, nos reconnaissances

Et notre sincères remerciements à Notre promotrice

Mme AOUALI. N

*Pour leur aide précieuse et pour toutes les forces qui fait avec nous tout le long
de notre projet.*



Dédicace

À vous ma très chère mère, pour votre support et vos prières tout au long de mon cursus, à vous qui m'encouragez à me surpasser et qui m'est un exemple de patience et de dévouement dans tout ce que vous entreprenez.

À vous mon très cher père, pour vos sacrifices, votre aide, vos conseils et votre encouragement qui m'a laissé arriver où j'en suis aujourd'hui, j'espère que vous serez fier du résultat de ces longues années. Merci pour les valeurs nobles et l'éducation que vous m'avez transmis.

À mes chères sœurs Youssra et Soumia et mon chers frère Ishak pour les moments que nous avons partagés ensemble, pour la joie que vous m'apportez, j'espère être digne d'exemple pour vous.

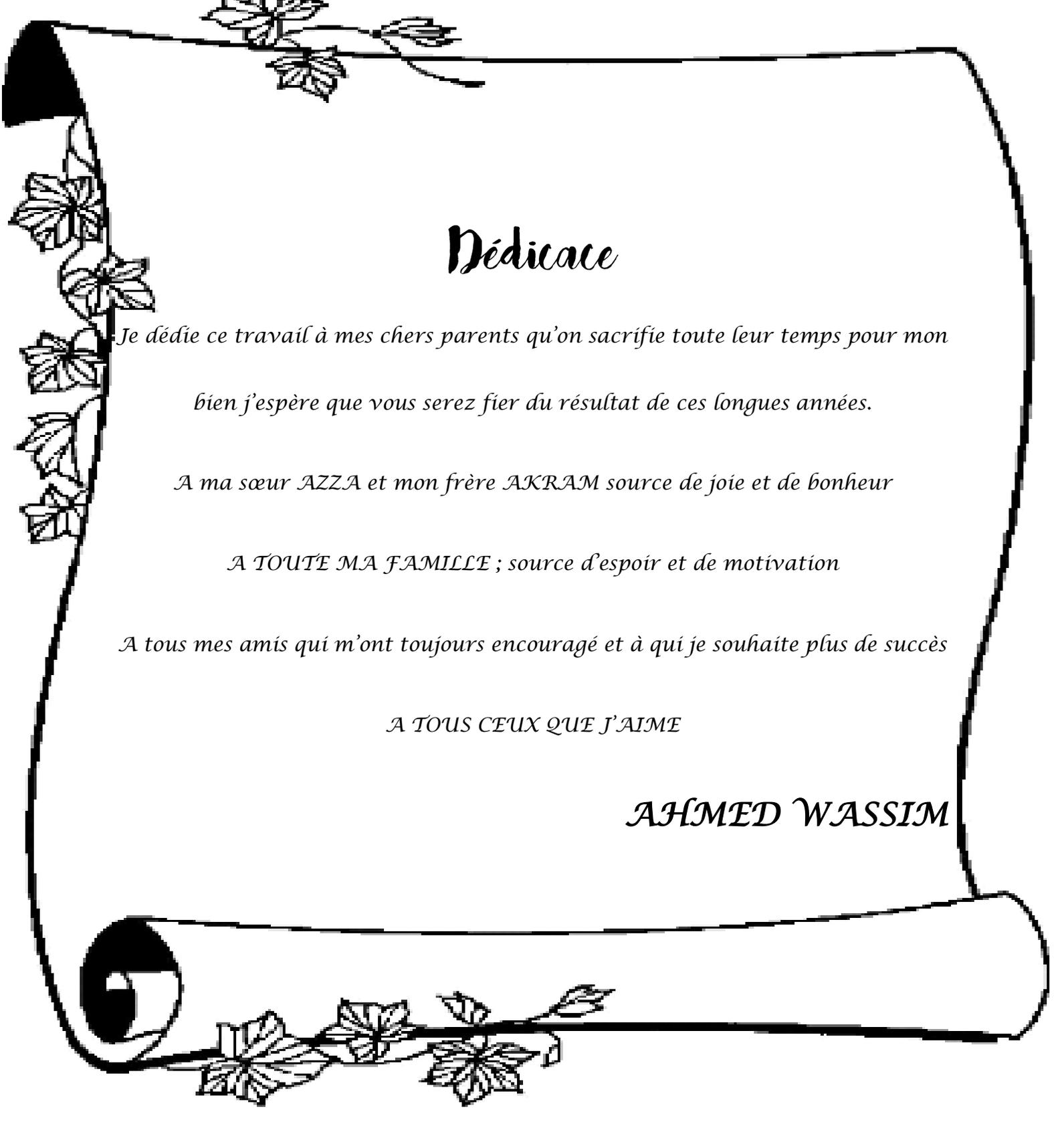
A ma famille, mes proches et a ceux qui me donne de l'amour et de la vivacité

À tous mes amis

Votre soutien m'a toujours été d'un grand secours.

Merci à tous ceux qui m'ont apporté leurs aides, conseils et encouragements.

AZIZ



Dédicace

Je dédie ce travail à mes chers parents qu'on sacrifie toute leur temps pour mon bien j'espère que vous serez fier du résultat de ces longues années.

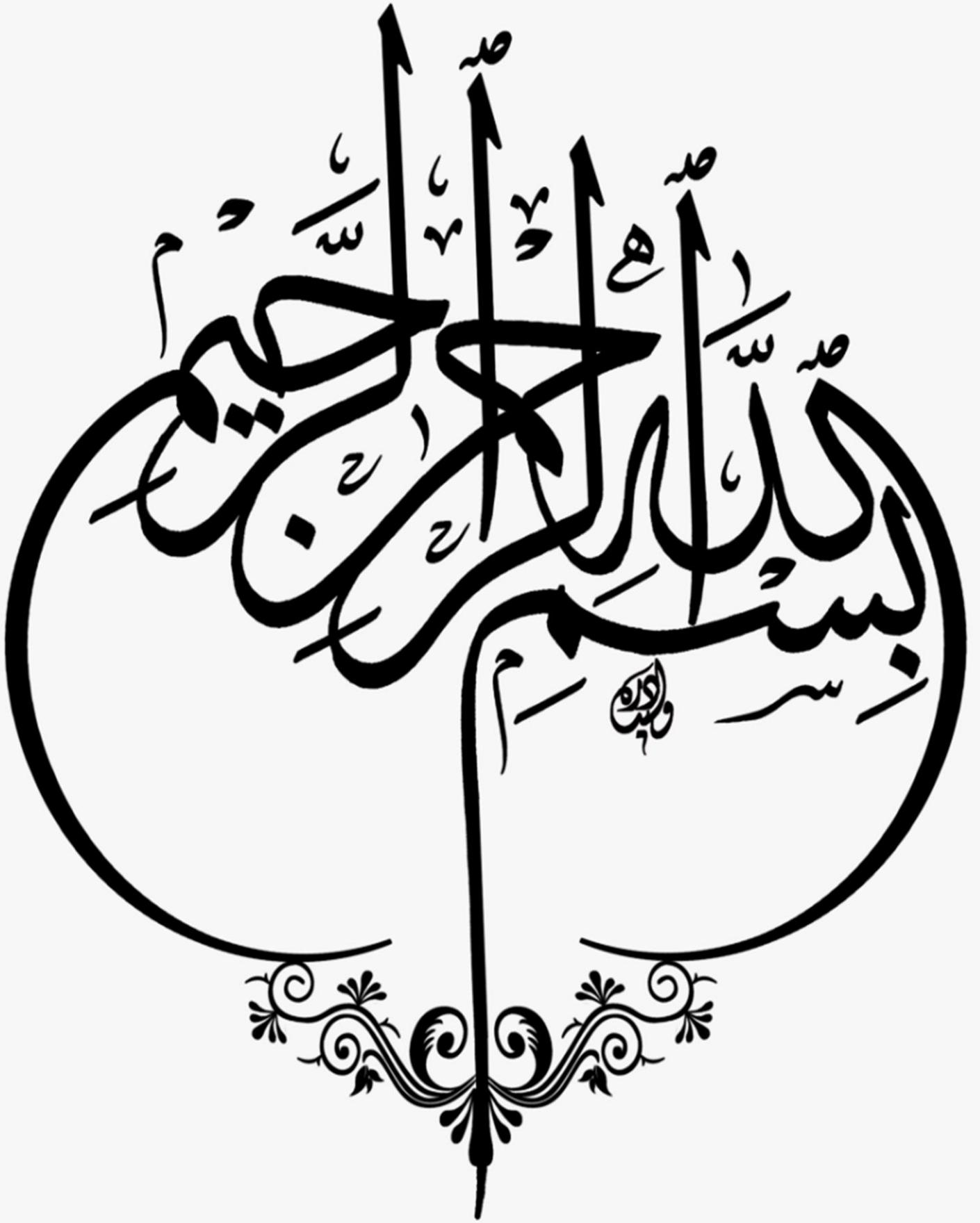
A ma sœur AZZA et mon frère AKRAM source de joie et de bonheur

A TOUTE MA FAMILLE ; source d'espoir et de motivation

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

A TOUS CEUX QUE J'AIME

AHMED WASSIM



Résumer :

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en charpente métallique (**R+8**).

Avec un plan fictif nous avons positionné géographiquement ce bâtiment dans la wilaya de **ALGER**, cette dernière est considérée comme zone de forte sismicité.

La résistance du bâtiment est assurée par des paliers de contreventement en (**Y**) et un La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (**RPA99version 2003, CCM97**),

L'étude dynamique a été faite par le logiciel **Rebot structural 2019**

Mots clé : structure métallique, étude dynamique

ملخص:

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة معدنية ذات **8 طوابق**، ذات تصميم غير منجز، حددنا ولاية الجزائر كموقع له والتي تعد هذه الأخيرة ذات نشاط زلزالي قوي .

مقاومة البناية محقق بواسطة نظام تدعيم على شكل (**Y**)

وقد تم التصميم وفق القوانين ومعايير البناء المطبقة في الجزائر (**RPA99version 2003, CCM**)

تمت الدراسة الديناميكية وفق برنامج **rebot structural 2019**

الكلمات المفتاحية : منشأة معدنية الدراسة الديناميكية

Abstract:

The purpose of this work is to study steel structure made of steel framework (**base+8**) with a fictional plan; it was established in **ALGER**, which is classified as highly seismicity zone.

Triangulated **Y** shaped bearing bracing and a central core ensure the building's resistance. The

design was made according to the building regulations in force (**RPA99version 2003, CCM97**); the

dynamic study was made on the software **REBOT STRUCTURAL 2019**.

Liste des notation

- 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_{p,net}** : Coefficient de pression nette ;
- C_e** : Coefficient d'exposition ;
- C_d** : Coefficient dynamique ;
- E** : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ;
- F** : Force en générale ;
- G** : Module d'élasticité transversale de l'acier ;
- G** : Charge permanente ;
- G_{adm}** : L'effort de glissement admissible ;
- G_c** : L'effort appliqué sur le connecteur ;
- I** : Moment d'inertie ;
- K** : Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poteaux/ Poutre ;
- K₀** : Coefficient de flambement ;
- K** : Facteur de déformée modale ;
- K_t** : Facteur de terrain ;
- L** : Longueur ;
- M_{sd}** : Moment sollicitant en générale ;
- M** : Moment fléchissant ;
- M_{rd}** : Moment résistant ;
- M_{pl}** : Moment plastique ;
- M_{cr}** : Moment critique ;
- M_{b,rd}** : Valeur de calcul de la résistance au déversement ;
- N_{pl,rd}** : Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute ;
- N_{b,rd}** : Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement ;
- N_{sd}** : Effort normal sollicitant ;
- N_{t,sd}** : Effort normal de traction ;
- N_{c,sd}** : Effort normal de compression ;
- N_{pl}** : Effort normal plastique ;
- N_{c,rd}** : Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression ;
- P_k** : Poids total de la structure ;
- Q** : Charge d'exploitation ;
- R** : Coefficient de comportement de la structure ;

Liste des notation

S : Surface ;

S : Charge de la neige ;

S_k : Charge de la neige sur le sol ;

V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant ;

V_{pl,rd} : Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement ;

V_{ref} : Vitesse de référence du vent ;

W : Pression aérodynamique ;

W_{pl} : Module de résistance
plastique ;

W_{el} : Module de résistance
élastique ;

d : Diamètre d'une section
circulaire ;

f : Flèche ;

f_y : Limite d'élasticité ;

f_u : Résistance à la traction ;

H : Hauteur d'une pièce ;

L : Longueur d'une pièce ;

L_f : Longueur de flambement ;

r : Rayon d'une section circulaire ;

t : Épaisseur d'une pièce ;

t_f : Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau) ;

t_w : Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau) ;

z : Hauteur au-dessus

du sol ; **z₀** : Paramètre

de rugosité ; **z_{eq}** :

Hauteur équivalente ;

z_{min} : Hauteur

minimale ;

χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié ;

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de
la charge d'exploitation ;

β_w : Facteur de corrélation ;

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent ;

β_j : Coefficient relatif à la liaison ;

Liste des notation

γ_M : Coefficient de sécurité ;

λ : Élanement ;

λ_{LT} : Élanement de déversement ;

α : Facteur d'imperfection ;

ϕ : Rotation ;

ϕ_{LT} : Rotation de déversement ;

η : Contrainte limite de cisaillement en élasticité ;

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier ;

ζ_a : Contrainte de l'acier ;

ζ_b : Contrainte du béton ;

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ;

η : Facteur de correction d'amortissement ;

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismique F_i ;

Δk : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » ;

μ : Coefficient de forme de la charge de neige ;

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment (R+8) en charpente métallique, à usage habitation située à Alger, zone de forte sismicité « Zone III ». Cette étude nous a été proposée par le **bureau d'études Technique** et **Bayti mode** spécialisé dans le domaine de la construction

En appliquant les règlements techniques en vigueur « DTR », à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements de la conception et calcul des structures en charpente métallique CM97. L'étude technique complète de dimensionnement et de vérification pour notre bâtiment sera menée selon les étapes principales suivantes :

- La première étape consiste en la présentation du projet couvrant les caractéristiques géométriques du bâtiment ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux qui sont destinés à sa réalisation.
- La deuxième étape consiste en l'évaluation des toutes charges et surcharges possibles, afin de pouvoir procéder au pré dimensionnement des différents éléments structuraux en considérant ces dernières.
- La troisième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment qui sera réalisée par la modélisation et l'analyse dynamique de la structure à l'aide du logiciel ROBOT. A partir des résultats des efforts obtenus, nous allons vérifier l'ossature en charpente métallique vis-à-vis les phénomènes d'instabilité tel que le flambement et déversement tout en respectant les règlements techniques en vigueur.
- La quatrième étape traite les différents assemblages des éléments structuraux de la structure et le calcul des ferraillements de tous les éléments résistants en béton armé. Enfin, nous entamerons l'étude de l'infrastructure conformément au rapport de sol.

Le projet est finalement conclu par une conclusion générale

1.1 Introduction

L'étude architecturale d'un projet de bâtiment se base sur les aspects fonctionnels, structuraux et formels de ce dernier, l'ingénieur en génie civil doit élaborer son étude en tenant compte des paramètres suivants :

L'usage de la structure.

- ❖ La résistance.

Les exigences esthétiques de l'architecte.

- ❖ L'aspect économique.

Cette étude comptera deux parties fondamentales :

- ❖ La conception des éléments : tel que les poteaux, les poutres, les planchers les fondations, ainsi que le calcul des éléments secondaires (les escaliers, l'acrotère...).
- ❖ L'étude dynamique de la structure : cette dernière permet d'évaluer le comportement de la structure en cas de séisme.

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

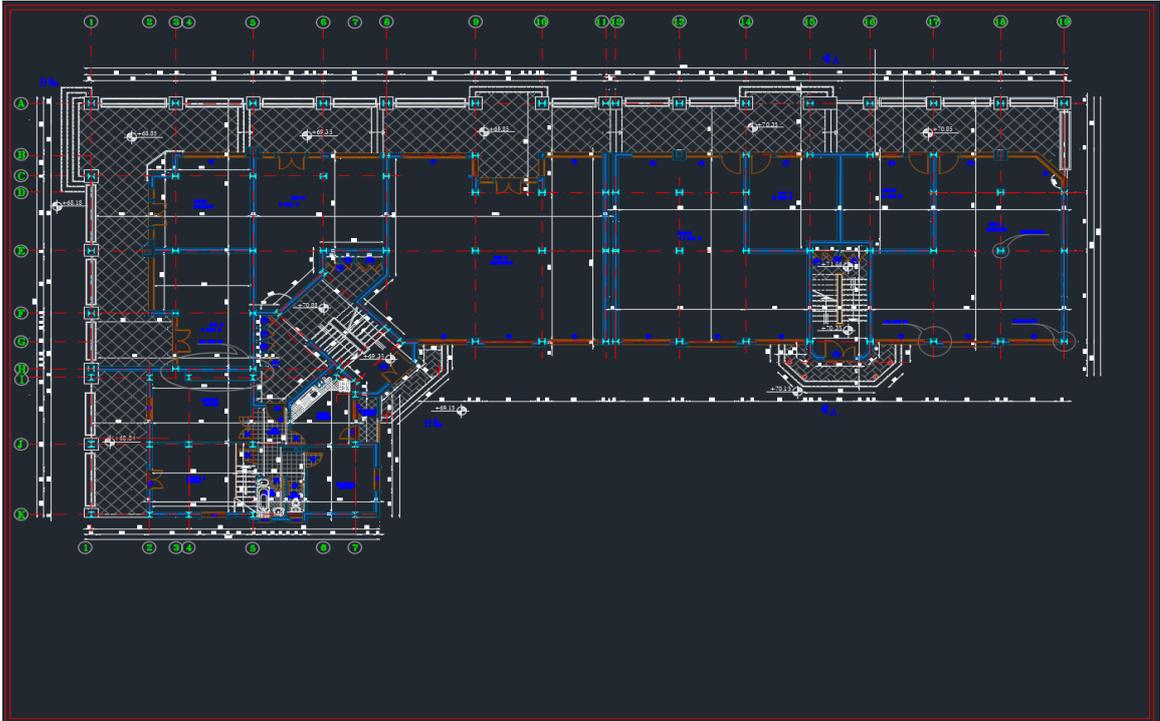
2.1 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un Bâtiment R+8 à usage habitation , implanté à Alger qui est classée comme zone de forte sismicité (zone **III**) selon les (RPA 99 version 2003).

3.1 Données géométriques du projet :

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont :

- Longueur totale50.06m
- Largeur totale24m
- Hauteur du rez-de -chaussé.....4.59m
- Hauteur des étages3.06m
- Hauteur totale du bâtiment29.07m



• **Figure 1.1 : Vue en plan du RDC échelle 1/50**

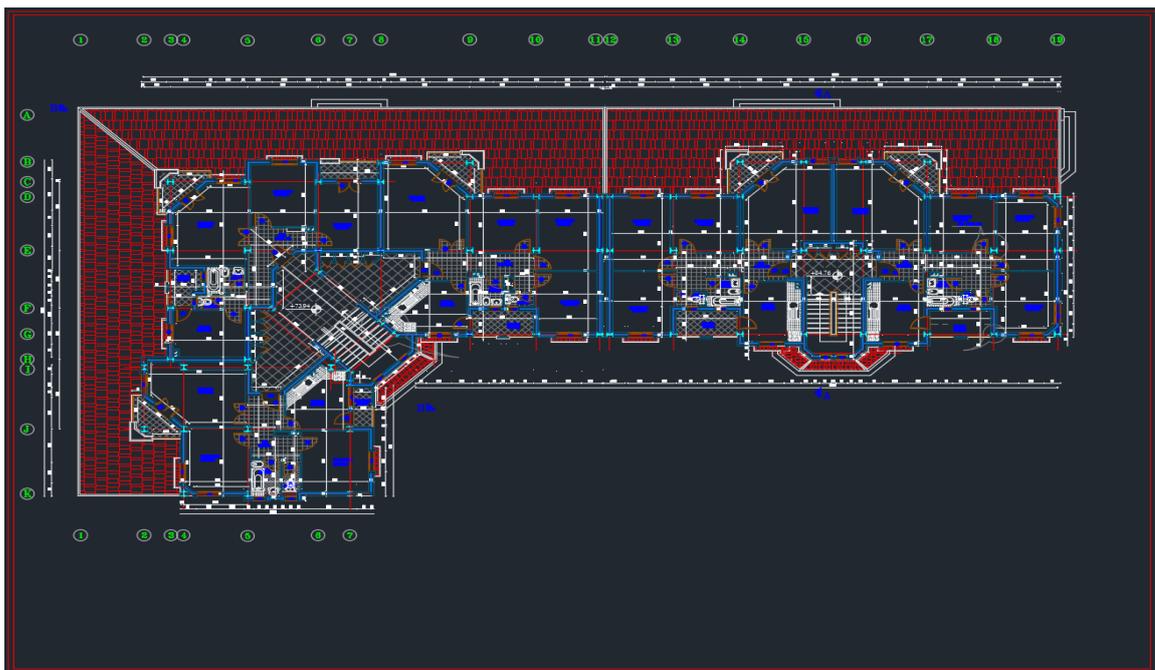


Figure 1.2 : Vue en plan d'étage courant (1er au 8ème) échelle 1/50

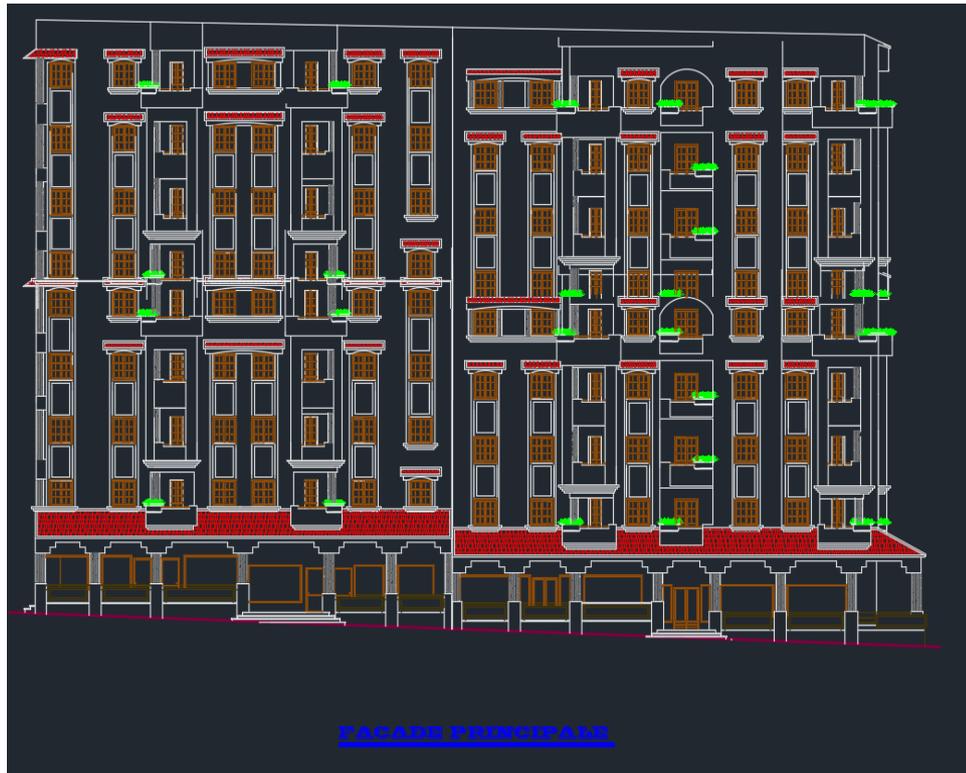


Figure 1.3 : Façade Principale échelle 1/50



Figure 1.4 : Façade arrière

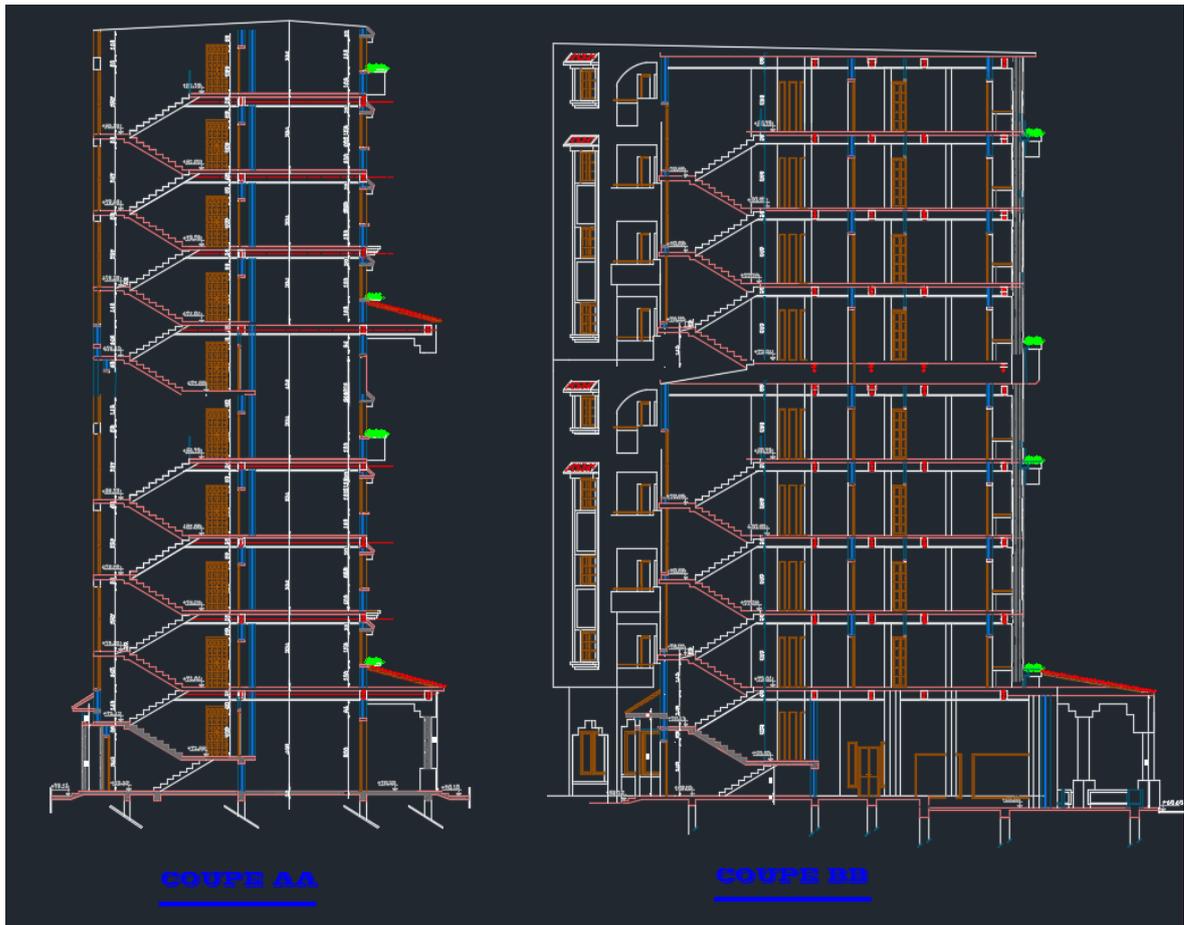


Figure 1.5 : Coupe AA et Coupe BB

4.1 Ossature

En se référant aux **Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003** qui exigent l'introduction des palées de stabilité pour toute structure dépassant une hauteur de 8m en zone III, donc le choix pour notre structure c'est des contreventements en forme de X.

5.1 Les Planchers

La structure comporte un plancher mixte acier béton connu sous le nom de plancher collaborant. Le profilé métallique est connecté mécaniquement à la dalle de béton qu'il porte. Grâce à la résistance au glissement apportée à l'interface par la connexion de connecteurs qui permet d'obtenir une bonne adhérence entre l'acier et le béton, les deux matériaux de construction sont ainsi associés en flexion.

Les planchers doivent être étudiés en vue des charges qu'ils auront à supporter et en vue de l'agencement de tous les éléments constructifs des planchers. Notre construction est un bâtiment à usage bureaux,

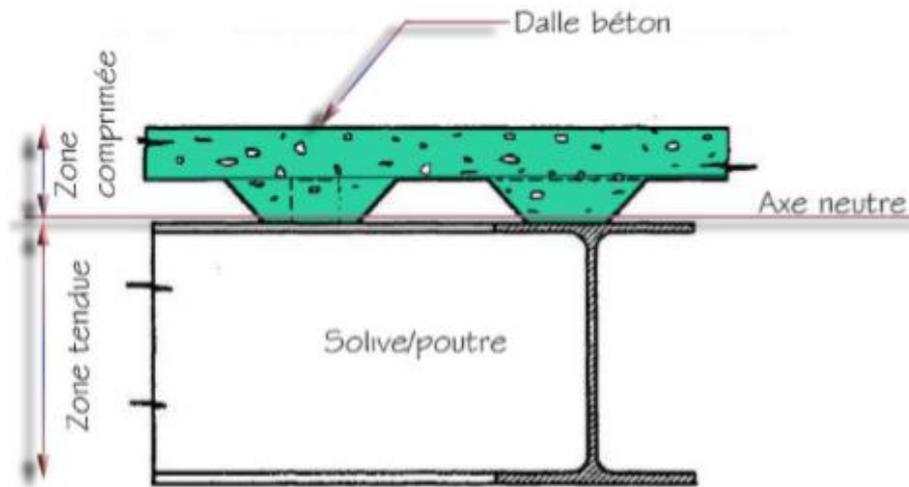


Figure 1.7: Vue éclatée d'un plancher mixte.

6.1 Bac d'acier

Le bac d'acier utilisé c'est le Hi-Bond55, cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il nous permet de :

- Assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- Constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- Eviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps

Le Hi-Bond utilisé dans notre calcul a les caractéristiques géométriques montrées dans la figure ci-dessous :

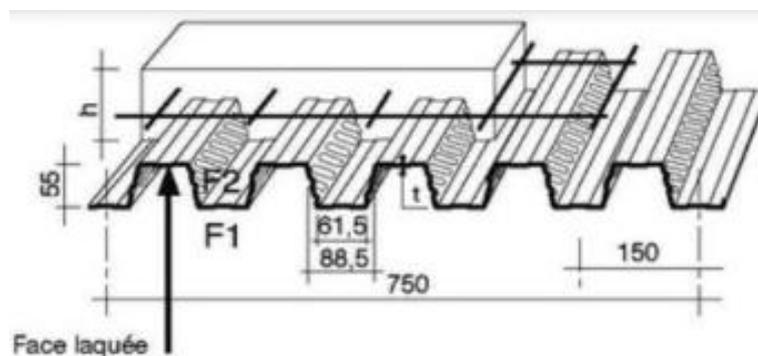


Figure 1.8 : Bac d'acier type Hi Bond 55.

Les caractéristiques mécaniques du bac d'acier HI-BOND 55 sont regroupées dans le tableau ci-dessous

1.1 : Les caractéristiques mécaniques du bac d'acier HI-BOND 55

D _s mm	Slab Weight kPa	Concrete Quantity m ³ /m ²	Maximum Span (L) mm		
			Single	Double or End	Internal
110	2.03	0.0825	2500	2800	3150
120	2.26	0.0925	2500	2800	3050
130	2.50	0.1025	2500	2750	2900
140	2.74	0.1125	2500	2650	2750
150	2.97	0.1225	2400	2550	2600
160	3.21	0.1325	2350	2450	2500
170	3.44	0.1425	2300	2350	2400
180	3.68	0.1525	2250	2250	2300
190	3.91	0.1625	2200	2150	2250
200	4.15	0.1725	2150	2100	2150
210	4.38	0.1825	2150	2000	2100
220	4.62	0.1925	2100	1950	2000
230	4.85	0.2025	2050	1900	1950
240	5.09	0.2125	2000	1850	1900
250	5.32	0.2225	2000	1800	1850
260	5.56	0.2325	1950	1750	1800
270	5.79	0.2425	1900	1700	1750
280	6.03	0.2525	1900	1650	1700
290	6.26	0.2625	1850	1600	1650
300	6.50	0.2725	1850	1600	1650

7.1 Les connecteurs :

La liaison acier - béton est réalisée par des connecteurs, ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal

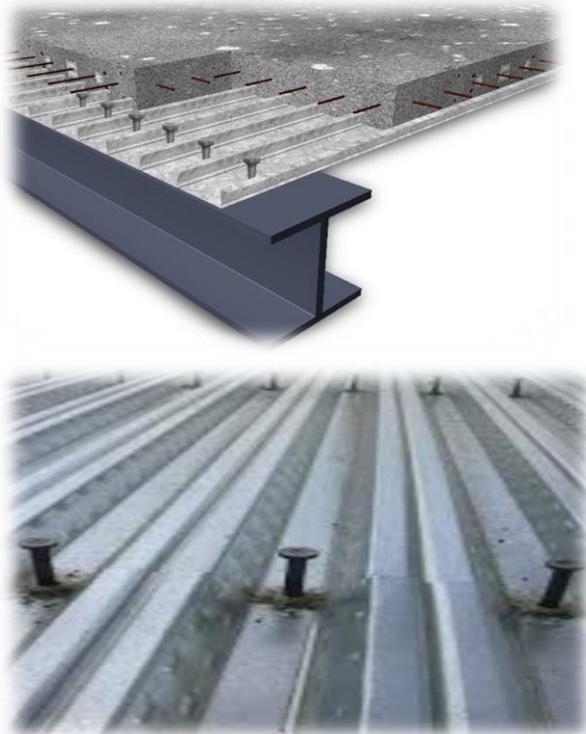


Figure 1.8 : Goujon soudée.

8.1 Escaliers

Les escaliers permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment. Pour notre projet les escaliers sont en charpente métallique :

Ils sont en structure métalliques les marches en tôle avec revêtement.

9.1 Matériaux utilisés :

Acier :

Les caractéristiques mécaniques des aciers de constructions sont les suivantes :

- La résistance à la traction : $F_u = 430 \text{ MPa}$
- La limite élastique : $f_y = 275 \text{ MPa}$
- Le module de Young : $E = 210\,000 \text{ MPa}$.
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0.3$
- Module de cisaillement : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 81\,000 \text{ MPa}$.
- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ kg / m}^3$.
- Coefficient de dilatation linéaire : $\lambda = 12 \times 10^{-6} \text{ Mpa}$.

Les caractéristiques mécaniques des aciers utilisés pour les éléments en béton armé sont :

- Acier rond lisse (nuance FeE 275, $f_e = 275 \text{ Mpa}$).
- Acier à haute adhérence HA Fe 400, $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- Acier à haute adhérence HA Fe 500, $f_e = 500 \text{ MPa}$.
- Treillis soudés $\varnothing \leq 6 \text{ mm}$ de nuance TLE 520, $f_e = 520 \text{ Mpa}$

on utilise :

- Un profilé IPE pour les solives.
- Un profilé HEA pour les poutres.
- Un profilé HEA pour les poteaux.
- Les cornières pour palée de stabilité.

❖ Assemblage :

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

- **Boulonnage:**
 - ✓ Boulons ordinaires
 - ✓ Boulons à haute résistance type HR 8.8 et 10.9.
 - Pour H.R 8.8 sa résistance est de 640 Mpa.
 - Pour H.R 10.9 sa résistance est de 900 Mpa

Soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, les électrodes ou fil de soudage dont les caractéristiques mécaniques sont au moins équivalentes à celles des nuances d'acier utilisées, les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique

sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler. Puisque le site est en zone sismique, seul les assemblages rigides sont autorisés

Béton :

Le béton est une pierre artificielle obtenue par durcissement du mélange [granulats (sable+ gravier) +liants + eau], la partie active est le système (eau + liants) et la partie inerte est celle des granulats.

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25Mpa$
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$. $f_{t28} = 2.1 Mpa$
- Module d'élasticité instantané : $E_i = 32164.2 Mpa$.
- Module d'élasticité différée : $E_{v,j} = 10721.4 Mpa$.
- Coefficient de Poisson : Selon le BAEL, les valeurs sont les suivantes:
 - $\nu = 0$ Pour le calcul des sollicitations (béton supposé non fissurer).
 - $\nu = 0.2$ Pour le calcul des déformations (béton supposé fissurer).
- La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée

$$\text{Par : } f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité tient compte d'éventuels localisés.

$\gamma_b = 1.5$ Situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1.15$ Situation accidentelle.

Etat limite de service :

La contrainte de compression limite de service est donnée par :

$$\bar{\sigma} = 0.6 \times f_{c28}$$

Contrainte limite de cisaillement :

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \min(0.13 \times f_{c28}, 4Mpa)$$

$$\tau_u = 3.25Mpa$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u = \min(0.10 \times f_{c28}, 3Mpa)$$

$$\tau_u = 2.5Mpa$$

II,1 Effet de la neige ^[2]

II,1,1 Introduction

Le règlement RNV99 version 2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure ou égale 2000m.

II,1,2 Calcul des charges de la neige « S »

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

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

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

Le bâtiment se situe wilaya de Alger, zone B

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

H (m) Altitude du site considérée par rapport au niveau de la mer H =250m

$$S_k = \frac{0,04 \cdot H + 10}{100} \rightarrow S_k = 0,20 \text{KN/m}^2$$

$$S_k = 0,20 \text{KN/m}^2 \quad \text{et} \quad \mu = 0,8 \text{(Toiture plate).}$$

$$\text{Donc} \quad S = 0,8 \times 0,20 \rightarrow S = \mathbf{0,16 \text{KN/m.}}$$

II,2 L'effet de vent ^[2]

II,2,1 Introduction

Le vent, agissant sur une structure, engendre une déformée, éventuellement un arrachement d'éléments par conséquent, il provoque des efforts sur les différentes parois qu'il rencontre, Cette étude a pour objet de modéliser cette action sous forme de chargements.

Le calcul sera mené conformément au règlement Neige et Vent ^[2] 2013, ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes

généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs.

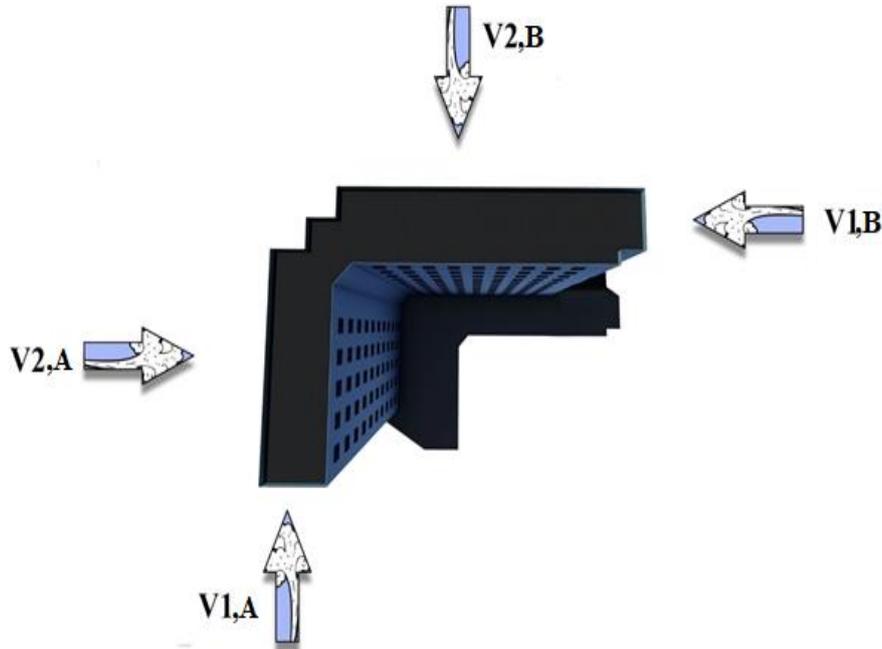
- De la région
- De site d'implantation
- De la hauteur de la construction
- De la forme géométrique de la construction
- De la rigidité de la construction
- Wilaya de alger se trouve en zone I

Tableau 1: des valeurs de la pression dynamique de référence

Zone	V_{réf} (m/s)	Q_{ref} (N/m²)
I	25	375

Tableau 2: Définition des catégories de terrain

Catégorie de terrain	K _t	Z ₀	Z _{min}	ε
III	0.215	0.3	5	0.61



II,2,2, Détermination des différents paramètres coefficient

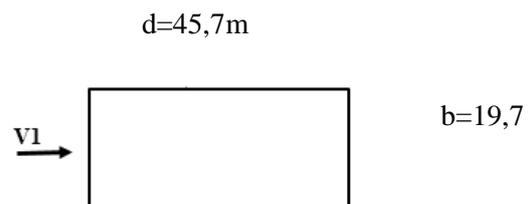
- Direction du vent : V_1
- Calcul de la pression dynamique de pointe (q_p)

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ à la hauteur de la référence Z_e est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{\text{réf}} \times C_e(z_e)$$

- Notre projet est situé à la wilaya de Alger qui est classée en zone I selon le **RNV 2013** d'où la pression dynamique de référence pour les structures permanentes est : $q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$.
- Hauteur de référence

Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales, Z_e est déterminé comme indiqué par la figure II,1.



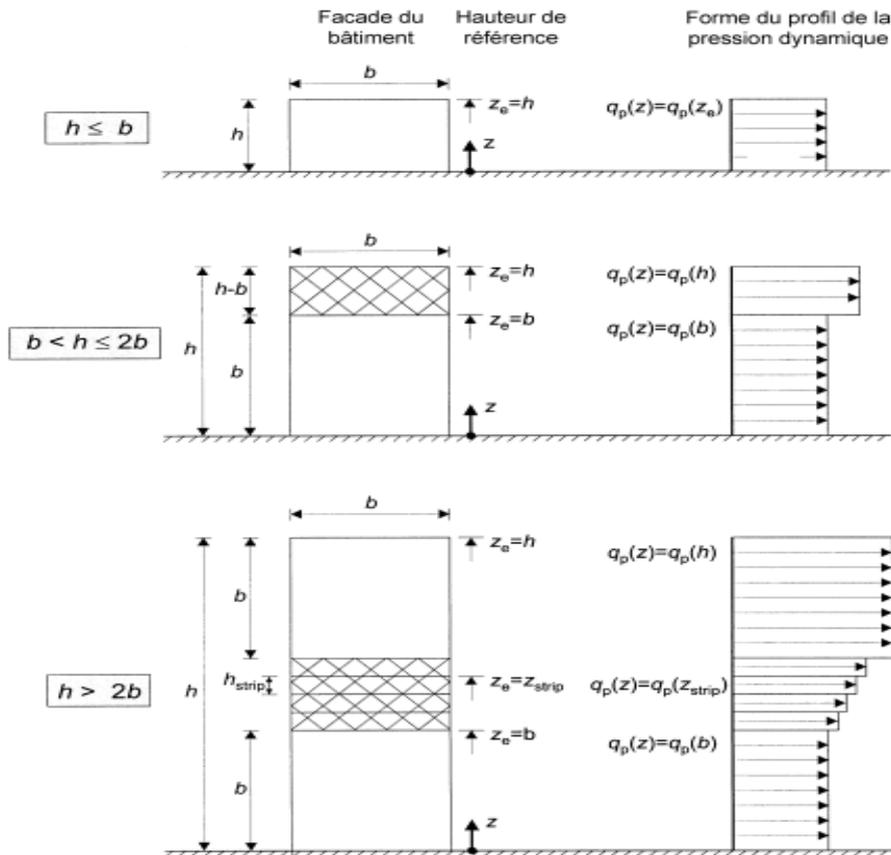


Figure 1 : hauteur de référence z_e dépendant de h et b et profil correspondant de pression dynamique

Direction du vent Sens V_1 (pignon)

$$\begin{cases} b = 19,75\text{m} \\ h = 29,07 \end{cases} \rightarrow$$

Donc on a : pression dynamique de point $q_p(z)$ est donnée par

$$q_p(z) = q_p(z_e) \Rightarrow q_{ref} \times C_e(z_e)$$

tel que q_{ref} est la pression dynamique de référence donnée par le tableau (2-2) **RNV 2013**

- **Coefficient d'exposition :** (C_e) est le coefficient d'exposition au vent **CF 2.4.2-RNV**

Le coefficient d'exposition $C_e(z)$ dépend de plusieurs facteurs dont le coefficient de rugosité.

Coefficient de topographie et la catégorie de terrain.

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

- **Coefficient de rugosité**

Le coefficient de rugosité $Cr(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent, Il est défini par la loi suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} Cr(z) = Kt * \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m} \\ Cr(z) = Kt * \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z < Z_{\min} \end{array} \right.$$

Avec le **tableau 2,4 du RNV 2013**, il s'agit de la **catégorie III**

$$D'où : \left\{ \begin{array}{l} Kt=0,234 \\ Z_0=1 \\ Z_{\min}=10 \\ \xi=0,67 \end{array} \right.$$

- **Coefficient de topographie**

Le site où notre projet se situe est plat, d'après le **RNV 2013 partie 2,4,5** : $C_t = 1$

- **Intensité de turbulence**

Elle est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Iv(z) = \frac{1}{Ct(z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{pour } Z > Z_{\min} \\ Iv(z) = \frac{1}{Ct(z) \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)} \quad \text{pour } Z \leq Z_{\min} \end{array} \right.$$

On regroupe les résultats dans le tableau suivant :

Ze (m)	Cr(z)	Iv(z)	Ce(z)	qp(z) (N/m²)
29,07	0,807	0,296	1,974	739,87

Tableau 3 : Valeurs des pressions dynamiques (q_p).

- **Calcul de la pression extérieure**

Le coefficient de pression extérieure s'obtient à partir des formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_{pe} = C_{pe,1} : & S < 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log_{10}(S) \text{ si :} & 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,10} \text{ si :} & S > 10 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

○ **Paroi verticale**

On a : $b = 19,75 \text{ m}$; $d = 45,7 \text{ m}$; $h = 29,07 \text{ m}$
 $e = \min \{ b ; 2h \}$ d'où $e = b = 19,75 \text{ m}$

On constate que : $d > e \Rightarrow$ il existe trois zones A, B et C.

$$S_{,A} = (h * \frac{e}{5}) = 114,82 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_{,B} = (4/5 e * h) = 23,25 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_{,C} = 26,7 * 38,5 = 759,03 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

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

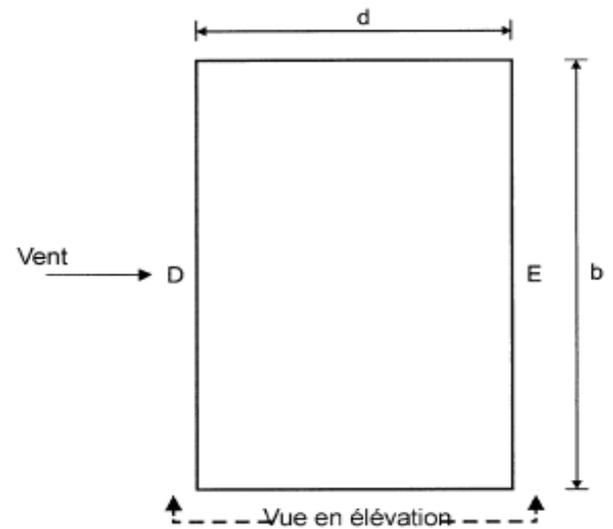
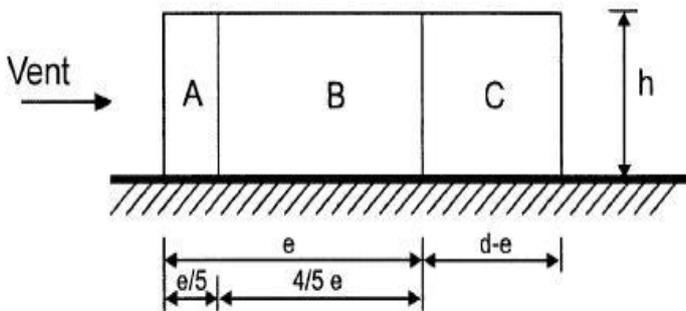
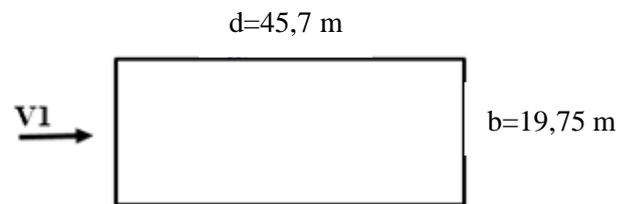


Figure 2: Vue en plan des zones de pression des parois verticales sens V1

Figure 3: Vue en élévation des zones de pression des parois verticales sens V1

Les coefficients de pression extérieure dans chaque zone sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m ²)	114,82	23,25	759,03	574,13	574,13
Cpe	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

Tableau 4: Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

Les valeurs de Cpe pour les parois verticales sont représentées dans la figure ci-dessous :

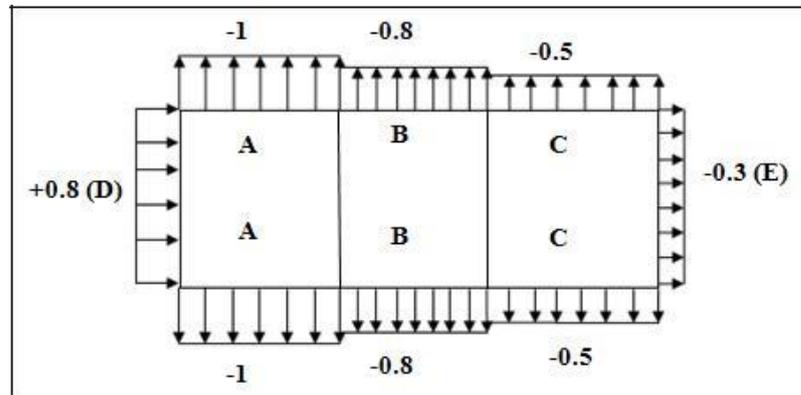


Figure 4 : Cpe correspondant à chaque zone de parois verticale selon VI

○ **Toiture plate**

Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente est inférieur ou égal à 5°, les différentes zones de pression F, G, H, I sont représentées sur la figure e = min [b ; 2h] = 63m.

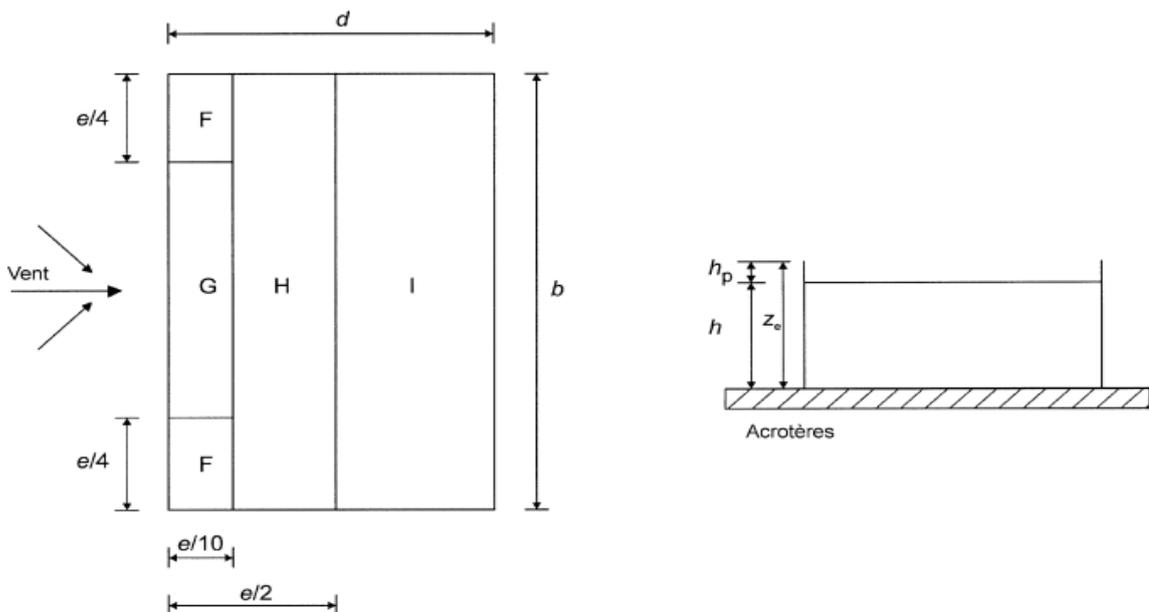


Figure 5: Vue en plan des zones de pression de la toiture plates

$$F = \frac{e}{10} * \frac{e}{4} = 10,375 \text{ m}^2 \dots\dots\dots 10,375 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe,10} = -1,6$$

$$G = 19,50 \text{ m}^2 \dots\dots\dots, \dots\dots\dots 19,50 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe,10} = -1,1$$

Dans la toiture plate, la répartition de cette dernière se fera comme suit :

Avec acrotère : $H_p = 60 \text{ cm} \rightarrow H_p/h = 0,022$ on prend : $H_p/h = 0,020$

Les coefficients de pression extérieure dans chaque zone sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire,

Zone	F	G	H	I
Surface (m²)	10,375	19,50	156,025	707,54
C_{pe}	-0,5	-0,5	-0,3	± 0,2

- **Coefficients de pression intérieure**

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de la **Figure 5,14 du RNV 2013** avec (h) est la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l'indice de perméabilité donné par :

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

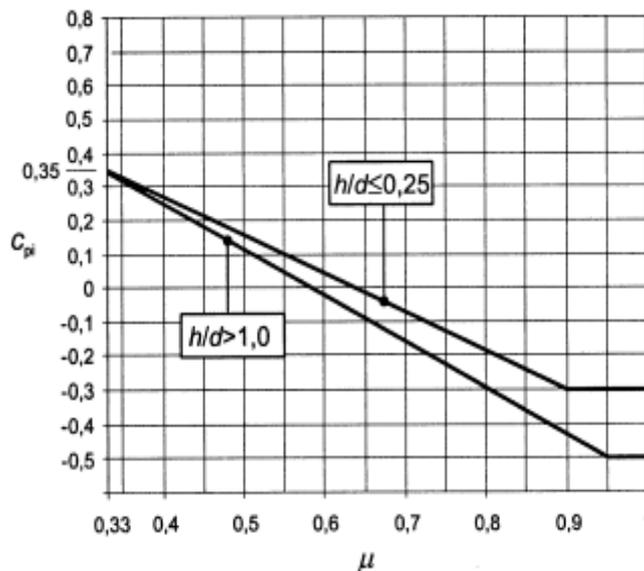


Figure 6: Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties

Les surfaces des fenêtres : $\rightarrow S_{IF} \text{ (Totale)} = 112\text{m}^2$

Les surfaces des portes : $\rightarrow S_{IP} \text{ S(Totale)} = 28\text{m}^2$

$$S_T = 140\text{m}^2$$

$$\text{On a } \begin{cases} \mu_p = \frac{112 \times 2 + 28}{112 \times 2 + 28 \times 2} = 0,9 \\ \frac{h}{d} = \frac{29,07}{45,7} = 0,636 < 1 \end{cases} \rightarrow C_{pi} = -0,22$$

$0,25 < h/d = 0,636 < 1$ donc on procède par interpolation linéaire pour déterminer la valeur de C_{pi} est :

Pour $\mu_p = 0,9$ et $h/d > 1 \rightarrow C_{pi} = -0,636$

Pour $\mu_p = 0,9$ et $h/d = 0,25 \rightarrow C_{pi} = -0,3$

Pour $\mu_p = 0,9$ et $h/d = -0,22 \rightarrow C_{pi} = -0,24$

$$C_{pi} = -0,45 + \frac{-0,3 + 0,45}{0,25 - 1} \times (0,636 - 1) = -0,22$$

- **Détermination de la pression aérodynamique $W(z_e)$**

Le calcul de la pression aérodynamique se fait par la **formule 2,6 du RNV 2013** qui est comme suit : $W(z_e) = q_p * [C_{pe} - C_{pi}]$.

Les résultants de $W(Z_e)$ [N/m²] sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6 : Les valeurs des pressions $W(z_e)$ [N/m²] (V1 / V3).

	Zone				
	A	B	C	D	E
qp(z)	W(ze) N/m²				
740,25	-577,10	-429,12	-207,165	754,672	-59,19

➤ **Direction du vent : Sens V_2 (long pan)**

- **Hauteur de référence** $\begin{cases} b = 45,7\text{m} \\ h = 29,07\text{m} \end{cases}$

- **Les valeurs des pressions dynamiques**

On regroupe les résultats dans le tableau suivant :

Tableau 7: Valeurs des pressions dynamiques (q_p).

Ze (m)	Ct	Cr(z)	Iv(z)	Ce(z)	qp(z) (N/m ²)
29,07	1	0,807	0,29	1,974	740,25

- **Calcul de la pression extérieure**

- **Paroi verticale**

On a : $b = 45,7\text{m}$; $d = 19,75\text{m}$; $h = 29,07$

$e = \min \{b ; 2h\}$ d'où $e = b = 19,75\text{m}$

$e > d \Rightarrow$ il existe trois zones A et B,

$$S_{A} = (h * \frac{e}{5}) = 265,7\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$S_{B} = *31,5 = 308,43\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

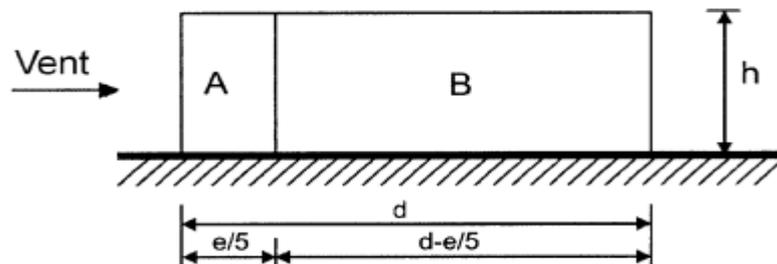


Figure 7: Vue en élévation des zones pression des parois verticales sens V2

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

On regroupe les résultats dans le tableau suivant :

Tableau 8: C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

Zone	A	B	D	E
Surface (m ²)	265,7	308,43	1328,49	1328,49
C _{pe}	-1	-0,8	0,8	-0,3

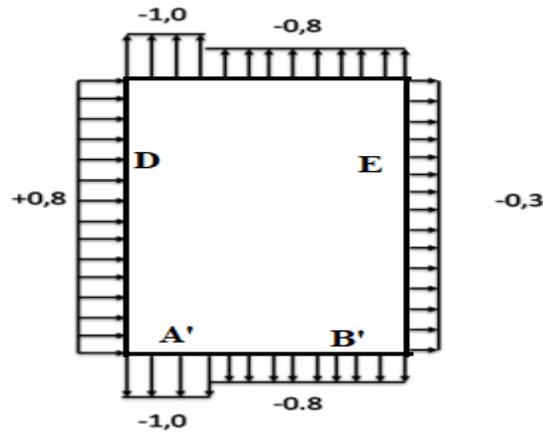


Figure 8 : valeur de C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticale selon V2

○ **Toiture plate**

$e = \min(b ; 2h)$ D'où : $b = 48$ m et $d = 65,4$ m, ; $h = 31,5$ m → $e = 48$ m

$$F = \frac{e}{10} * \frac{e}{4} = 52,21 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \dots, C_{pe} 10$$

$$G = 104,42 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \dots, C_{pe} 10$$

$$H = 835,4 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \dots, C_{pe} 10$$

Tableau 9: C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire,

Zone	F	G	H
Surface (m²)	52,21	104,42	835,4
C_{pe}	-0,4	-0,7	-0,8

Coefficients de pression intérieure

μ_p l'indice de perméabilité donné par :

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

On a : Les surfaces des fenêtres : $S_T = 76 \text{ m}^2$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_p = \frac{76}{2 \times 28 + 2 \times 112} = 0,45 \\ \frac{h}{d} = \frac{29,07}{19,75} = 1,5 \end{array} \right.$$

$1 < h/d$ donc on procède par interpolation linéaire pour déterminer la valeur de C_{pi} est :

Pour $\mu_p = 0,68$ et $h/d > 1 \rightarrow C_{pi} = 1,5$

Détermination de la pression aérodynamique $W(z_e)$

Tableau 10: Les valeurs des pressions $W(z_e)$ [N/m^2] (V_2 / V_4),

$q_p(z)$	Zone			
	A	B	D	E
	$W(z_e)$ N/m^2			
740,25	-1849,68	-1701,71	-517,91	-1331,77

Action d'ensemble

- **Les force à l'aide des coefficients des forces**

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

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(Z_j) \times A_{ref} [N]$$

Avec : C_d : Coefficient dynamique.

C_f : Coefficient de force.

A_{ref} : Surface élémentaire.

- **Le coefficient dynamique C_d**

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

$$\text{formule générale : } C_d = \frac{1+2 \cdot g \cdot I_v(z_{eq}) \cdot \sqrt{Q^2+R^2}}{1+7 \cdot I_v(z_{eq})} \quad (3,1)$$

Avec : $I_v(z_{eq})$ est l'intensité de la turbulence.

Q^2 : est la partie quasi-statique.

R^2 : est la partie résonante.

G : est le facteur de pointe.

- **Partie quasi-statique**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q^2 = \frac{1}{1+0,9\left(\frac{b+h}{L_t(z_{eq})}\right)^{0,63}} \quad (3,2)$$

Avec : **b** et **h** sont la largeur et la hauteur de la construction, $b = 48 \text{ m}$ et $h = 31,5 \text{ m}$

$L_{i(z_{eq})}$ est l'échelle de turbulence pour $Z = Z_{eq}$ donnée par

D'où $Z_{eq} = 0,6 \times h \geq Z_{min}$ $Z_{eq} = 18,9$ fig [3,1]

$$L_{i(z)} = 300 \left(\frac{Z}{200}\right)^\varepsilon \quad \text{pour} \quad Z_{min} \leq Z \leq 200\text{m} \quad (3,3,a)$$

$$L_{i(z)} = L_i(Z_{min}) \quad \text{pour} \quad Z \leq Z_{min} \quad (3,3,b)$$

$$L_{i(18,9)} = 250 \left(\frac{29,07}{200}\right)^{0,67} \quad L_{i(z)} = 68,55 \text{ m}$$

$$Q^2 = 0,48$$

- **Partie résonnante**

La partie résonnante (R^2) st définie comme suit :

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b \quad (3,4)$$

où :

δ : Le décrement logarithmique d'amortissement structural $\rightarrow \delta = \delta_s + \delta_a$.

δ : Le décrement logarithmique d'amortissement structural $\rightarrow \delta_s = 0,05$.

δ : Le décrement logarithmique d'amortissement aérodynamique pris égal à 0.

$$\delta_a = 0 \quad (\S 3,10)$$

R_N : La fonction additionnelle de la densité spectrale de puissance.

$$R_N = \frac{6,8 \times N_x}{(1 + 10,2 \times N_x)^{\frac{5}{3}}} \quad (3,5)$$

Où N_x est la fréquence additionnelle dans la direction x du vent données par :

$$N_x = \frac{n_{1,x} \times L_{i(z_{eq})}}{V_m(z_{eq})} \quad (3,6)$$

$n_{1,x}$: La fréquence fondamentale (§3,13) $\rightarrow n_{1,x} = \frac{0,5}{\sqrt{f}}$

f : La flèche de la structure dû au poids propre appliqué la direction de vibration.

Pour ce cas en prendre le cas le plus défavorable avec une flèche $f = \frac{h}{100}$

h : la hauteur total de la structure $h = 29,07\text{m} \rightarrow f = 0,290\text{m} \rightarrow n_{1,x} = 0,928$

$V_m(z_{eq})$: La vitesse moyenne en annexe 2 pour $Z = Z_{eq}$

$$V_m(z_{eq}) = Cr(z) Ct(z) V_{réf} \quad \text{Avec : } V_{réf} = 25 \text{ m/s}$$

D'où :

$$Cr(z) = Kt * \text{Ln}\left(\frac{z_{eq}}{z_0}\right) = 0,234 * \text{Ln}\left(\frac{29,07}{1}\right) = 0,78$$

R_h et R_b sont des fonctions d'admittance aérodynamique données par :

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h}) \quad \text{pour } \eta_h > 0 \quad (3,7,a)$$

$$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b}) \quad \text{pour } \eta_b > 0 \quad (3,7,a)$$

Avec :

$$\eta_h = \frac{4,6 \times N_x \times h}{L_i(z_{eq})} \quad (3,8,a)$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \times N_x \times b}{L_i(z_{eq})} \quad (3,8,b)$$

$$R_h = \left(\frac{1}{7,57}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 7,57^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times 7,57}) = 0,12$$

$$R_b = \left(\frac{1}{11,54}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 11,54^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times 11,54}) = 0,082$$

$$\rightarrow R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0,05} \times 0,082 \times 0,12 \times 0,061 = 0,059$$

- **Facteur de pointe g :**

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times V)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times V)}} \geq 3 \quad (3,11)$$

où :

v (en Hz) est la fréquence moyenne donnée par :

$$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08 \rightarrow v = 0,89 \times \sqrt{\frac{0,059}{0,48 + 0,059}} = 0,29 \geq 0,08 \quad (3,12)$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,29)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,29)}} = 3,39 \geq 3$$

- **Intensité de la turbulence**

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

$$C_d = \frac{1 + 2 * g * I_v(z_{eq}) * \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 * I_v(z_{eq})}$$

Direction V1 :

Tableau 11: Les valeurs de coefficient dynamique Cd (V1 / V3).

Z	Li	Q ²	Nx	Rn	Rh	Rb	R ²	V	g	Iv	Cd
29,07	68,55	0,48	3,23	0,061	0,12	0,082	0,059	0,29	3,39	0,34	0,79

Direction V2 :

Tableau 12: Les valeurs de coefficient dynamique Cd (V2 / V4).

Z	Li	Q ²	Nx	Rn	Rh	Rb	R ²	V	G	Iv	Cd
29,07	68,55	0,45	3,23	0,061	0,12	0,06	0,043	0,29	3,36	0,34	0,77

- **Calcul de coefficient de forme**

Direction V1

$$C_f = C_{f,0} \times \psi\lambda$$

Avec : $C_{f,0}$: Coefficient de force des constructions en considérant un élancement effectif infini.

$\psi\lambda$: Facteur d'élancement donné par [Figure 4,1] en fonction de l'élancement effectif λ_e .

$$C_{f,0} = 1,2$$

$$\lambda_e = \text{Max} (l/b ; 70)$$

$$\lambda_e = \text{Max} \left(\frac{65,4}{48} ; 70 \right) = 70$$

Pour $\varphi = 1$ (pour construction fermé) et $\lambda_e = 70$

$$\psi\lambda = 0,92$$

$$C_{f1} = 1,9 \times 0,92 = 1,104$$

Direction V2

$$C_{f,0} = 2,35$$

$$\lambda_e = \max (l/b ; 70) \rightarrow \lambda_e = \text{Max} \left(\frac{48}{65,4} ; 70 \right) = 70$$

$$\text{Pour } \varphi = 1 (\text{pour construction fermée}) \text{ et } \lambda_e = 70 \rightarrow \psi\lambda = 0,92$$

$$C_{f1} = 2,35 \times 0,92 = 2,16$$

○ Calcul de la surface élémentaire *A_{ref}*

$$A_{\text{ref}} = l \times h \text{ (Rectangle)}$$

On regroupe les résultats dans le tableau suivant :

Tableau 13: Les forces à l'aide des coefficients des forces (V1 / V3).

Z(m)	L(m)	Aref(m ²)	Cd	Cf	qp(zj)(N/m ²)	Fw (N)
29,07	19,75	574,132	0,79	2,16	739,875	1909901,85

Tableau 14: Les forces à l'aide des coefficients des forces (V2 / V4).

Z(m)	L(m)	Aref(m ²)	Cd	Cf	qp(zj)(N/m ²)	Fw (N)
29,07	45,7	1328,49	0,77	1,794	739,875	2106589,34

▪ Calcul des forces de frottement

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

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

Direction V1 : $2(45,7 \times 29,07) \leq 4(2(19,75) \times 29,07)$

$$2656,99 \leq 4593,06$$

la condition est vérifiée.

Direction V2 : $2(19,75 \times 29,07) \leq 4(2(45,7) \times 29,07)$

$$3024 \leq 16480,8$$

la condition est vérifiée.

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

II,2,3, CONCLUSION

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

III.1. Introduction :

Ce chapitre nous permet de faire une estimation approximative des dimensions des sections des éléments porteurs de notre structure (poteaux, poutres ... etc.). En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations, le pré dimensionnement des éléments se fait selon les règles de calcul de **DTR2.2, EC3, EC4**.

L'application de ces règles conduit pour les différents éléments des constructions à un degré de sécurité sensiblement homogène pour les différents modes de sollicitations et les différents types de constructions.

III.2 Les planchers ^[10]

III.2.1 Hypothèse de calcul

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

➤ **Phase de construction**

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

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

➤ **Phase finale**

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

On doit tenir compte des charges suivantes :

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

III.3 Estimation des charges des planchers ^[1]

Dans cette étape, nous allons définir les différentes charges agissantes sur les planchers de notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation et qui varient selon l'usage du bâtiment et les matériaux utilisés. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrites dans le règlement technique.

➤ **Plancher terrasse inaccessible**

- **Charge permanente :**

Composants	Charge G (kN/m²)
Protection gravier roulée (5cm)	0.85
Etanchéité multicouche (5cm)	0.12
Béton de pente (10 cm)	2.2
Isolation thermique (4 cm)	0.16
Poids de la dalle ep(12cm)	3.00
Cofraplus 55	0.13
Faux plafond	0.10
Total	6.56

Tableau 1: Charge permanente du plancher terrasse

- **Charge d'exploitation :**

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

➤ **Plancher courant**

- **Charge permanente**

Tableau 2: Charge permanente du plancher à usage d'hébergement

Composants	Charge G (kN/m²)
Cloison de répartition ep=10 cm	0.90
Revêtement en carrelage (2cm)	0.40
Mortier de pose (2cm)	0.40
Isolation thermique (4cm)	0.16
Poids de la dalle ep (12cm)	3.00
Cofraplus 55	0.13
Faux plafond	0.10
Totale	5.09

- **Charge d'exploitation :**

Charge d'exploitation Q pour les planchers d'hébergement collectif : $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$.

III.4 Pré dimensionnement des éléments

III.4.1. Les solives

Les solives sont des poutrelles en IPE ou IPN qui travaillent à flexion simple, leur espacement dépend du bac d'acier utilisé et de la charge d'exploitation. Elles se trouvent entre le plancher et les poutres, elles sont articulées à leurs extrémités et soumises à des charges uniformément réparties, elles sont généralement dimensionnées par la condition de la flèche.



Figure. III.1 : schéma des solives

- **Plancher courant**

La solive la plus sollicitée a une longueur $L=5.3$ m, On constate que la portée est importante, donc on place des étaitements à la mi- travée des solives tel que $L= 2.65$ m dans la phase de construction avec un espacement de **1.35 m**

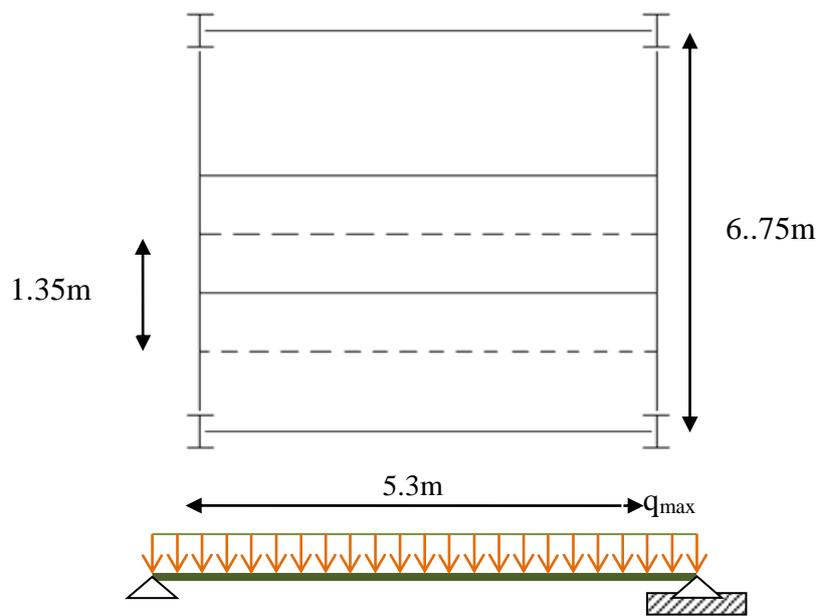


Figure. III.2.:Schéma statique de la solive

➤ **La condition de la flèche** ^[4]

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{5300}{25} \leq H \leq \frac{5300}{15} \Rightarrow 106 \leq H \leq 176.66 \text{ Le choix de profilé IPE160}$$

➤ **Phase de construction**

• **Le choix de profilé IPE160**

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

- Poids propre du béton frais..... $G_b = 3.75 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier $g = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$
- GP (poids propre de profilé IPE 160) $G_p = 0.158 \text{ KN/m}$

• **Combinaisons des charges**

ELU

$$\begin{aligned} q_u &= [1,35 \times G_b + 1,5 \times Q] \times e + 1.35 G_p \\ q_u &= [1,35 \times (3.75 + 0,15) + (1,5 \times 0,75)] \times 1.35 + (1.35 \times 0.158) \\ q_u &= 8.91 \text{ kN/ml} \end{aligned}$$

ELS

$$\begin{aligned} q_{ser} &= [G_b + g + Q] \times e + G_p \\ q_{ser} &= [3.75 + 0.15 + 0,75] \times 1.35 + 0.158 \\ q_{ser} &= 6.4 \text{ kN/ml} \end{aligned}$$

• **Moment fléchissant** ^[4]

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

$$\begin{aligned} M_{sd,y} \leq M_{pl,Rd} &= \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}} \\ M_{sdy} &= \frac{q_u \times (L/2)^2}{8} = \frac{8.91 \times 2.65^2}{8} = 7.82 \text{ KN.m} \\ M_{pl,rd} &= \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{124 \times 10^3 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 34.1 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$M_{sd} < M_{pl,rd} = 30\% \quad \text{Condition Vérifié}$

• **Effort tranchant** ^[4]

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$

Où :

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

A_v : aire de cisaillement.

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

$$A_v = 966.6 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{q \cdot l}{2} = 11.8 \text{ KN}$$

$$V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}} = \frac{275 \cdot 966}{\sqrt{3}} = 153.468 \text{ KN}$$

$V_{sd} < V_{plRd}$ **Condition Vérifié**

$V_{sd} < 0,5 V_{plRd} \Rightarrow 11.8 \text{ KN} < 76.73 \text{ KN}$ Donc Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion. ^{[5] (5.4.7)}

- **Vérification de la rigidité**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 6.4 \text{ kN/ml.} \\ L = 2.65 \text{ m.} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2. \\ I_y = 869 \text{ cm}^4. \end{array} \right.$$

$$f = 2.25 \text{ mm} < f_{adm} = 10.6 \text{ mm} \quad \textbf{Condition Vérifié}$$

- **Vérification du déversement**^[7]

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times B_{LT} \times W_{PL,y} \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 + \lambda_{LT}^2}}$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\overline{\lambda_{LT}} - 0.2) + \overline{\lambda_{LT}}^2]$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{B_w \times W_{pl,y} \times F_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(K \cdot L)^2} \times \left\{ \sqrt{\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K \times L)^2 \times G \times L_t}{\pi^2 E I_z}} + (C_2 \times Z_g - C_3 \times Z_j)^2 - (C_2 \times Z_g - C_3 \times Z_j) \right\}$$

Avec :

$$K = 1 \text{ (aucun maintien latérale)}$$

$$K_w = 1 \text{ (appuis simples aux deux extrémités)}$$

$$C_1 = 1.132$$

$$C_2 = 0.459$$

$$C_3 = 0.525$$

$$\beta_w = 1 \text{ (section de classe 1)}$$

$$\alpha_{LT} = 0.21 \text{ (profilé laminé)}$$

$$M_{cr} = 2.19 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 88.3 \times 10^3 \times 275}{2.19 \times 10^7}} = 1.245$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.245 - 0.2) + (1.245)^2] = 1.39$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.39 + \sqrt{1.39^2 \times 1.45^2}} = 0.5$$

$$M_{b,Rd} = 0.5 \times 1 \times 124 \times 103 \times \frac{275}{1} \times 10^{-6} = 22.99 \text{ kN.m} > M_{sd} = 8.35 \text{ kN.m}$$

➤ Phase finale

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

Les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé IPE160..... $g_p = 0.158 \text{ kN/ml}$.
- Charge permanente..... $G_c = 5.09 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation..... $Q_c = 1.5 \text{ kN/m}^2$

• Combinaisons des charges

ELU

$$\begin{aligned} q_u &= 1.35 [g_p + (G_c \times e)] + 1.5(Q_c \times e) \\ &= 1.35 [0.158 + (5.09 \times 1.35)] + 1.5(1.5 \times 1.35) = 12.52 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ELS

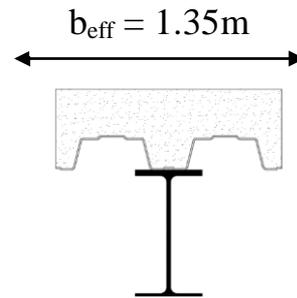
$$\begin{aligned} q_{ser} &= g_p + (G_c \times e) + (Q_c \times e) \\ &= 0.158 + (5.09 \times 1.35) + (1.35 \times 1.5) = 9.05 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Largeur participant de la dalle

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

$$b_{eff} = \min \begin{cases} 2L/8 = \frac{2 \times 5.3}{8} = 1.4m \\ e = 1.35m \end{cases}$$

→ **b_{eff} = 1.35 m**



• **Position de l'axe neutre plastique** [4]

$$R_{\text{Béton}} = \frac{0.85 \times f_{ck}}{1.5} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = \left(\frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 1350 \times 95 \right) \times 10^{-3} = 1827.56 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a \Rightarrow R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 275 \times 2009) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Acier}} = 524.85 \text{ kN}$$

R Béton > R Acier

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

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

$$M_{plrd} = 524.85 \times \left[\frac{160}{2} + 150 - \left\{ \frac{524.85}{1827.56} \times \frac{95}{2} \right\} \right] \times 10^{-6} = 113.55 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{12.52 \times (5.3)^2}{8} = 43.96 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,rd} \quad r = 0.40\% \quad \textbf{Condition Vérifié}$

• **Effort tranchant**

$$V_{plRd} = \frac{275 \times 966.6}{\sqrt{3}} = 153.47 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{12.52 \times 5.3}{2} = 33.18 \text{ kN}$$

$V_{sd} < 0,5V_{plrd} \Rightarrow 33.18 \text{ KN} < 76.73\text{KN}$ Donc Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérification du déversement**

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

- **Vérification de la rigidité**

Il faut vérifiée que : $f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c} \leq \bar{f}$

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

$$V = \frac{A_a}{b_{eff} * hc} = \frac{2009}{1350 \times 95} = 0.015$$

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

$$I_c = \frac{Aa * (hc + 2hp + ha)^2}{4 * (1 + n * v)} + \frac{beff * hc^3}{12 * n} + Ia$$

$$I_c = \frac{2009 \times ((95 + 2 \times 55 + 160))^2}{4(1 + 15 \times 0.015)} + \frac{1350 \times 95^3}{12 \times 15} + 869.29 \times 10^4 = 58.82 \times 10^6 mm^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{max} = \frac{5 \times (5300)^4 \times 9.05}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 58.82 \times 10^6} = 7.52 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est : $f_{adm} = \frac{5300}{250} = 21.2 \text{ mm}$

$f_{max} < f_{adm}$ **Condition Vérifiée**

- **Calcul des connecteurs (connexion totale) [5]**

Détermination de la résistance du goujon :

$$P_{rd} = k_t \times Inf \quad \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \times \alpha \times d_2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \\ 0.8 \times Fu \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \end{array} \right.$$

f_{ck} : Résistance caractéristique de béton..... 25 N/mm²
 E_c : Module de Young de béton..... 30500 MPa
 f_u : Résistance caractéristique des connecteurs..... 450 N/mm²
 $\gamma_v = 1,25$.

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

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

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

Pour les solives les nervures seront perpendiculaires :

N_r : Nombre de goujon par nervure ≤ 2 , $N_r = 1$
 $h_p = 55$ mm ; $h_{sc} = 95$ mm ; $d = 19$ mm ; $b_0 = 88.5$ mm

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4, K_T doit être inférieur à 1 donc :

$$K_T = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right)$$

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

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

$$R_L = \text{Inf}(R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = \text{Inf}(1827.56 ; 524.85) = 524.85 \text{ kN}$$

$$N_{br} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{524.85}{59.96} = 8.75$$

Soit $N = 9$ goujons sur la demi longueur de la Solive ; c'est-à-dire 18 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

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

$$e_{\max} = 6 \times hc = 570 \text{ mm}$$

$$Esp = \frac{5300}{18 - 1} = 311.76 \text{ mm}$$

Donc on prend 18 connecteurs, avec un espacement de 311.76 mm

- **Plancher terrasse**

- **Phase finale**

De la même méthode de calcul les résultats pour les autres types de plancher sont résumés dans le tableau suivant :

Plancher courant avec : $\begin{cases} G = 6.56 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

Plancher terrasse	
Poutre principale	IPE400
Poutre secondaire	IPE160
Solive	IPE160

On Prend des Solives IPE 160 Pour les planchers.

Remarque :

Les poutres secondaires ce calcul avec la même méthode est donne les mêmes profilés que les solives.

III.4.2. Les poutres principales ^[10]

- **Plancher courant :**

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{6750}{25} \leq H \leq \frac{6750}{15} \Rightarrow 270 \leq H \leq 450 \quad \text{On choisit un } \mathbf{IPE400}$$

➤ Phase de construction

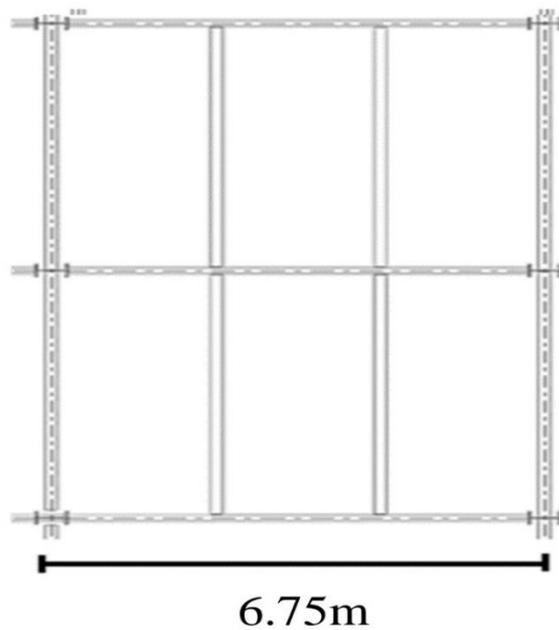


Figure III.3 : Répartition du plancher sur la poutre principale.

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

- Poids propre du profilé..... $g_p = 0.779 \text{ KN/ml}$.
- Poids propre du béton frais..... $G_b = 4 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier..... $g = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

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

E.L.U

$$q_u = 1,35 \times g_p + [1,35 \times (G_b + g_{bac}) + 1,5 \times Q_c] \times b_p$$

$$q_u = 1,35 \times [(3,75 + 0,15) \times 0,18] + 0,663 + 1,5 \times 0,75 \times 0,18$$

$$q_u = 2,04 \text{ kN/ml.}$$

E.L.S

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

$$q_{ser} = 0,663 + (3,75 + 0,15 + 0,75) \times 0,18$$

$$q_{ser} = 1,5 \text{ kN/m}$$

• **Calcul des réactions des solives**

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

Avec : $L_s = 5.3m$

$$R = \frac{q \times L_s}{2}$$

E.L.U

$$R_{solive} = 8.91 \times \frac{5.3}{2} = 23.61 \text{ kN}$$

$$2 \times R_{solive} = 47.22 \text{ kN}$$

E.L.S

$$R_{solive} = 6.4 \times \frac{5.3}{2} = 16.96 \text{ kN}$$

$$2 \times R_{solive} = 33.92 \text{ kN}$$

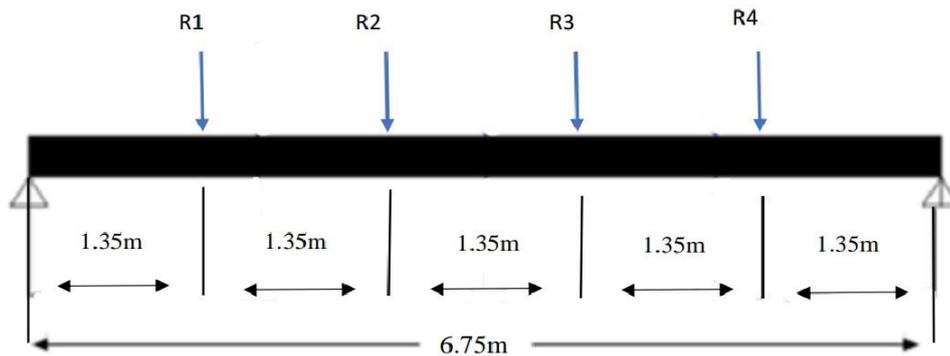


Figure III.4 : Schéma statique de poutre principale

Vérifications

• **Moment fléchissant**

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

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} + \frac{Ru \times L}{2} = \frac{2.04 \times 6.75^2}{8} + \frac{47.22 \times 6.75}{2} = 170.1 \text{ kNm}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1307 \times 10^3 \times 275}{1} \times 10^{-6} = 359.42 \text{ kN.m}$$

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

• **Effort tranchant**

$$V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} + \frac{R_u \times 3}{2} = \frac{2.04 \times 6.75}{2} + \frac{47.22 \times 3}{2} = 77.715 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{4269 \times 275}{\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 677.8 \text{ kN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \quad \text{Condition Vérifié}$$

$V_{sd} = 77.715 \text{ kN} < 0,5V_{plRd} = 338.9 \text{ kN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

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

• **La rigidité**

Il faut vérifier que :

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{6750}{250} = 27 \text{ mm}$$

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

$$f_1 = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.5 \times (6750)^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 23130 \times 10^4} = 0.75 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{19 R_s \bar{x} \cdot L^3}{384 E I_y} = \frac{19 \times 33900 \times (6750)^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 23130 \times 10^4} = 10.62 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 11.37 \text{ mm} < f_{adm} = 27 \text{ mm}$$

$$f_{max} < f_{adm} \quad \text{Condition Vérifié}$$

• **Le déversement**

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

➤ **Phase finale**

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

- . Poids propre du profilé (IPE 400) $g_p = 0,663 \text{ kN/m}$.
- . Charge permanente $G = 5.09 \text{ kN/m}^2$
- . Surcharge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$.

• **Calcul des réactions des solives**

E.L.U

$$R_{solive} = 12.52 \times \frac{5.3}{2} = 33.18 \text{ kN}$$

$$2 \times R_{solive} = 66.36 \text{ kN}$$

E.L.S

$$R_{solive} = 9.05 \times \frac{5.3}{2} = 23.98 \text{ kN}$$

$$2 \times R_{solive} = 47.96 \text{ kN}$$

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

E.L.U

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

$$q_u = 1,35 \times [(5.09 \times 0.18) + 0.663] + (1,5 \times 1.5 \times 0.18)$$

$$q_u = 2.53 \text{ kN/ml.}$$

E.L.S

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

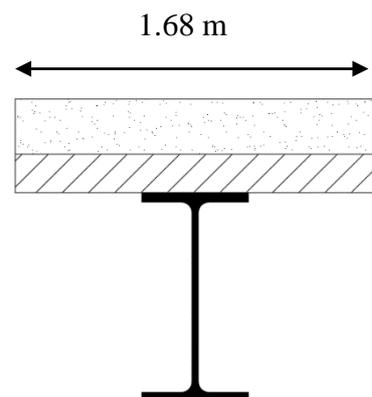
$$q_{ser} = 0,663 + (5.09 \times 0.18) + 1.5 \times 0.18$$

$$q_{ser} = 1.84 \text{ kN/ml.}$$

Largeur participante de la dalle :

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 L_0 / 8 = \frac{2 \times 6.75}{8} = 1.68 \text{ m} \\ b = 5.3 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = 1.68 \text{ m}$$



Vérifications de la résistance

• **Moment fléchissant**

Position de l'axe neutre plastique:

$$R_{Béton} = \frac{0.85 \times f_{ck}}{1.5} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = \left(\frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 1680 \times 95 \right) \times 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Béton}} = 2274.3 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times 275 \times 8446 \times 10^{-3} = 2206.51 \text{ kN}$$

R Béton > R Acier

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

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

$$M_{\text{plrd}} = 2206.51 \times \left[\frac{400}{2} + 150 - \left\{ \frac{2206.51}{2274.3} \times \frac{95}{2} \right\} \right] \times 10^{-6} = 671 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \frac{R_u \times L^2}{2} = \frac{2.53 \times 6.75^2}{8} + \frac{66.36 \times 6.75^2}{2} = 238.37 \text{ kN.m}$$

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

• **Effort tranchant**

On doit vérifier que : $V_{\text{sd}} \leq V_{\text{plRd}} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

$$V_{\text{sd}} = \frac{q \times L}{2} + \frac{R_u \times 3}{2} = \frac{2.53 \times 6.75}{2} + \frac{66.36 \times 3}{2} = 108.07 \text{ kN}$$

$$V_{\text{plrd}} = \frac{4269 \times 275}{\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 677.8 \text{ kN.}$$

$V_{\text{sd}} < V_{\text{plrd}}$ **Condition Vérifié**

$$V_{\text{sd}} = 108.07 < 0.5 V_{\text{plRd}} = 338.9$$

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

• **La rigidité**

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{250} = \frac{6750}{250} = 27 \text{ mm}$$

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

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

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{6750}{1680 \times 95} = 0.042$$

$$I_c = \frac{8846 \times (95 + 2 \times 55 + 400)^2}{4(1 + 15 \times 0.042)} + \frac{1680 \times 95^3}{12 \times 15} + 23130 \times 10^4 = 7.36 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$f1 = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 1.84 \times 6750^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 7.36 \times 10^8} = 0.32 \text{ mm}$$

$$f2 = \frac{19 R_s \bar{x} \cdot L^3}{384 E I_c} = \frac{19 \times 47.97 \times 10^3 \times 6750^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 7.36 \times 10^8} = 6.72 \text{ m}$$

$f_{max} = 7.04 \text{ mm} < 27 \text{ mm}$ **Condition Vérifié**

- **Planchers terrasse**

De la même méthode de calcul les résultats pour les autres types de plancher sont résumés dans le tableau suivant :

Plancher courant avec : $\begin{cases} G = 6.56 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

Plancher terrasse	
Poutre principale	IPE400
Poutre secondaire	IPE160
Solive	IPE160

➤ **Phase finale**

Planchéé	profil e	Vsd(K N)	Vplrd(K N)	Msd(KN. m)	Mplrd(KN. m)	Flèch e (mm)	Flèche.adm(m m)
Terrasse inaccessible	IPE 400	44.10	407.70	113.31	328.84	14.80	22
Courant	IPE 400	42.61	407.70	109.91	328.84	15.04	22

III.4.3.les poteaux ^[5]

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les charges verticales transmissent par les plancher. Leurs sections doivent présenter une bonne rigidité à la compression dans toutes les directions et en particulier suivant leurs axes principaux. Ils sont généralement des profilés en **HEA** ou **HEB**.

Le pré dimensionnement se fera par la vérification de la résistance de la section en compression axial (flambement simple) suivant l'Eurocode 3 Partie1-1.

III.4.3.1 Poteau le plus sollicité

La surface qui revient au poteau le plus sollicité est :

$$S = 5.3 * 6.75 = 35.77 \text{ m}^2$$

- **La Descente des charges**

Charge d'exploitation : D'après la loi de dégression

Tableau 3: La charge d'exploitation

Niveau	Surcharges	Σ Surcharge
Terrasse	0Q	0Q
10 ^{ème} étage	1Q	0Q+1Q
9 ^{ème} étage	2Q	0Q+1Q+0.9(2Q)
8 ^{ème} étage	3Q	0Q+1Q+0.9(2Q) +0.8(3Q)
7 ^{ème} étage	4Q	0Q+1Q+0.9(2Q) +0.8(3Q) +0.7(4Q)
6 ^{ème} étage	5Q	0Q+1Q+0.9(2Q) +0.8(3Q) +0.7(4Q) +0.6(5Q)
5 ^{ème} étage	6Q	0Q+1Q+0.9(2Q) +0.8(3Q) +0.7(4Q) +0.6(5Q) +0.5(6Q)
4 ^{ème} étage	7Q	0Q+1Q+0.9(2Q) +0.8(3Q) +0.7(4Q) +0.6(5Q) +0.5(6Q+7Q)
3 ^{ème} étage	8Q	0Q+1Q+0.9(2Q) +0.8(3Q) +0.7(4Q) +0.6(5Q) +0.5(6Q+7Q+8Q)
2 ^{ème} étage	9Q	0Q+1Q+0.9(2Q) +0.8(3Q) +0.7(4Q) +0.6(5Q) +0.5(6Q+7Q+8Q+9Q)
1 ^{er} étage	10Q	0Q+1Q+0.9(2Q) +0.8(3Q) +0.7(4Q) +0.6(5Q) +0.5(6Q+7Q+8Q+9Q+10Q)

- **Exemple de calcul**

Niveau 8 : Terrasse :

Charge permanente : 6.56KN/m²

Surcharge d'exploitation : 1KN/m²

$$G_T \left\{ \begin{array}{ll} \text{Poids propre du plancher terrasse} & 6.56 * 35.77 = 128.96 \text{ KN} \\ \text{Poids propre de la poutre porteuse} & 0.663 * 6.75 = 4.5 \text{ KN} \\ \text{Poids propre de la poutre non porteuse} & 0.158 * 5.3 = 0.837 \text{ KN} \\ \text{Poids propre des solives :} & 0.158 * 5.3 * 5 = 4.187 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$G_t = 244.2 \text{ KN}$$

$$Q = 1 * S = 35.77 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1.35G_t + 1.5Q = 383.32 \text{ KN}$$

Prédimensionnement

$$N_{sd} < N_{crd}$$

$$A > \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{F_y} = 1533 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots 15.33 \text{ cm}^2$$

Remarque : Pour la réalisation il faut que la largeur de poteau égal à la largeur de poutre donc
 Profilé adopté **HEA200** { $b_{\text{Poteau}} = 200\text{mm} \geq b_{\text{Poutre}} = 190\text{mm}$ }

Tableau 4: La descente des charges et les profilés des poteaux.

	G (KN)	Q (KN)	Nsd (KN)	A(cm ²)	Profilé choisi
Terrasse	244.2	35.7	383.32	15.33	HEA200
8 ^{-ème}	425.6	125.19	762.34	30.5	HEA200
7 ^{-ème}	607.04	205.66	1128	45.16	HEA240
6 ^{-ème}	788.48	277.2	1480.24	59.2	HEA240
5 ^{-ème}	969.92	339.8	1819.09	72.76	HEA280
4 ^{-ème}	1151.36	393.45	2144.51	85.78	HEA280
3 ^{-ème}	1332.8	438.16	2455.76	98.23	HEA300
2 ^{ème}	1514.24	473.93	2755.11	110.2	HEA320
1 ^{er}	1695.68	500.754	3040.3	121.61	HEA340

Vérification en flambement simple [7]

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

Il faut vérifier que : $N_{sd} < N_{brd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$

➤ **Poteau central**

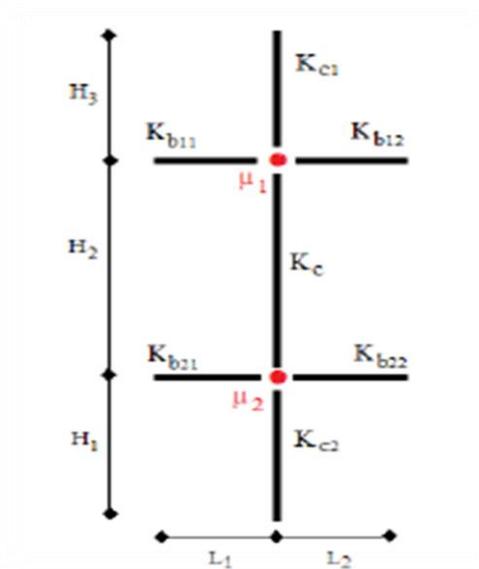
➤ **Poteaux HEA 340(RDC)**

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{brd} = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$

Avec

$\beta_A = 1$ Pour les sections classe 1 et 2

$\gamma_{M1} = 1,1$



χ Facteur de réduction pour le déversement.

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$l_{fy} = 0,5l_0 = 2.295 \text{ m} \quad l_0 = 4.59$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{0.5 \cdot 4590}{144} = 15.93$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{0.5 \cdot 4590}{74.6} = 30.76$$

$$\lambda = \max \{ \lambda_y, \lambda_z \} = \max \{ 15.93; 30.76 \} = 26.91$$

Choix de la courbe de flambement (CCM97.Tab 5.5.3)

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{300} = 1.1 < 1,2$$

$$t_f = 16.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

⇒ Courbe de flambement b ⇒ $\alpha = 0,34$

$$\bar{\lambda} = (30.76/93.9) = 0.32$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5[1 + 0,34(0,32 - 0,2) + 0,32^2] = 0,62$$

$$\chi = \frac{1}{(\phi + \sqrt{(\phi^2 - \bar{\lambda}^2)})} = \frac{1}{(0,62 + \sqrt{(0,62^2 - 0,32^2})} = 0,92 < 1$$

$$N_{sd} = 1867.7 \text{ kN} < N_{brd} = 3070 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Remarque

Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres poteaux, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau 5: Les vérifications du flambement pour poteau central.

Niveau étage	Profilé	χ	N_{sd} (KN)	N_{brd} (KN)	Condition
9^{ème}	HEA 200	0,90	325.58	874	Vérifiée
6^{ème}	HEA 240	0,95	866.30	1287.60	Vérifiée
3^{ème}	HEA 300	0,99	1370.40	2170.50	Vérifiée
RDC	HEA 340	0,92	1867.70	3070	Vérifiée

IV.1 Introduction

L'acrotère est un élément secondaire non structural encastré au plancher terrasse, soumise à une flexion composée due à un effort normal provoqué par son poids propre, et un moment fléchissant provoqué par la main courante.

Les acrotères doivent être particulièrement soignés car une fissuration permettrait à l'eau de pluie de pénétrer sous l'étanchéité.

IV.1.1 Calcul des sollicitations

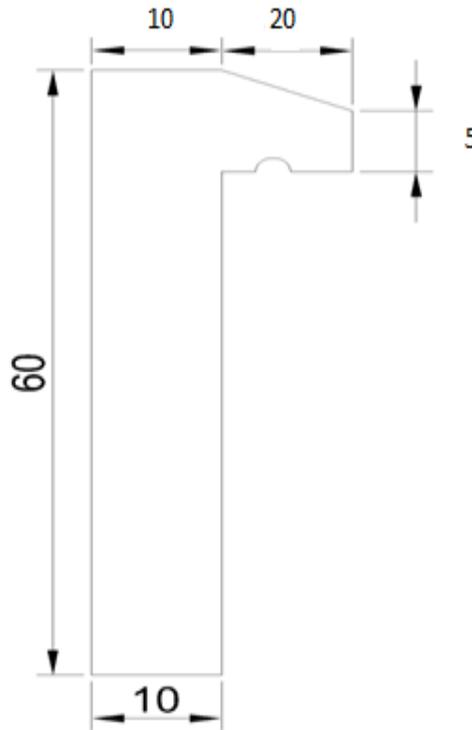


Figure IV.1: dimensionnement d'acrotère

A- Poids propre

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.2 \times 0.05) + \left(\frac{0.2 \times 0.35}{2} \right)$$

$$S = 0.105 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0.105 \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$$

$$G = 2.625 \text{ KN/m}$$

B- Surcharge

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q = 1,00 \text{ kN}$

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 2.625 = 3.543 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

C- Enrobage

Vu que la fissuration préjudiciable $C = C' = 2 \text{ cm}$

D-L 'excentricité

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{3.543} = 0.25m$$

$$\frac{Ep}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05m < 0.25m$$

Le centre de pression se **trouve en** dehors de la zone limitée par les armatures.

IV 1.2 Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée

$$M_u = N_u \times \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2.30 \times \left(0.39 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 0.97kN.m$$

$$(d - c') \times N_u - M_u \leq (0.337 \times h - 0.81 \times c') \times f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c') \times N_u - M_u = (0.075 - 0.02) \times 3.543 - 0.992 = 0.140kN.m$$

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c') \times f_{bc} \times b \times h$$

$$= (0.337 \times 0.1 - 0.81 \times 0.02) \times 14.17 \times 10^3 \times 0.1 \times b = 24.80kN.m$$

$$0.140kN.m < 24.80kN.m$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire

Calcul du ferrailage à l'ELU :

$$b = 100\text{cm} \quad h = 10\text{cm} \quad c = c' = 2\text{cm} \quad d = h - c = 8\text{cm} \quad f_{c28} = 25\text{MPa} \quad \gamma_b = 1.15 \quad f_{bc} = 14.17\text{MPa}$$

$$f_e = 400\text{MPa} \quad \gamma_s = 1.5 \quad \sigma_s = 348\text{MPa}$$

$$F_{bc} = 0.85 \times 25 / 1.5 = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.992 \times 10^3}{100 \times (8^2) \times 14.17} = 0.0109$$

$$\mu \leq \mu_R = 0.668$$

Armature tendu seulement

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0109)})$$

$$\alpha = 0.144$$

$$Z=8 \times (1 - 0.4 \times (0.144))$$

$$Z=7.539$$

$$A_u = \frac{0.992 \times 10^3}{7.539 \times 348} = 0.378 \text{Cm}^3$$

$$A_s > A_{\min} = 0.23 \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) \times b_0 \times d$$

$$A_s > 0.23 \frac{2.1}{400} \times 100 \times 8 = 0.97 \text{cm}^2$$

$$A_s = \max(0.97 ; 0.378)$$

$$A_s = 0.97 \text{cm}^2 \quad \text{on prend } \mathbf{4HA6}$$

Les armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} < A_r < \frac{A_s}{2}$$

$$\frac{1.13}{4} < A_r < \frac{1.13}{2}$$

$$0.28 < A_r < 0.565$$

$$A_r = 0.85 \text{Cm}^2 \quad \text{on prend } \mathbf{3HA6}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1.5 \times Q = 1.5 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5}{0.008 \times 1} = 18.75 \text{kN/m}^2 = 0.0187 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.16 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2.5 \text{MPa} ; 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.0187 \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

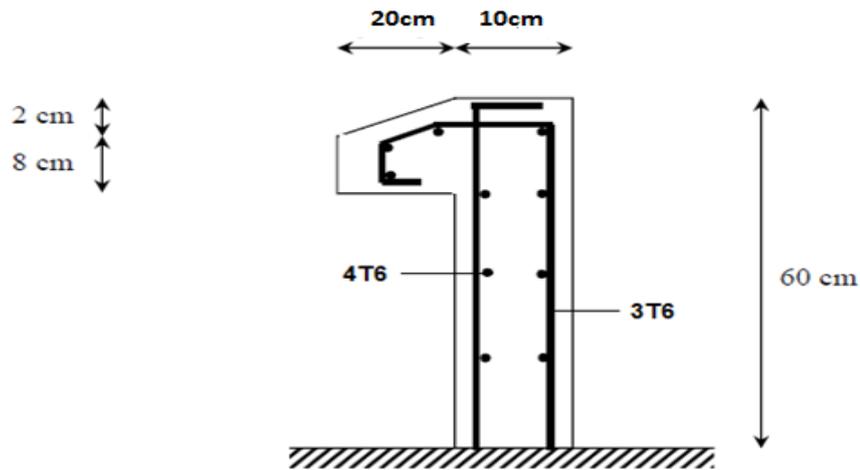


Figure IV.2 : Ferrailage d'acrotère

IV.2 Les escaliers métalliques :

IV.2.1 Introduction :

La conception d'un escalier dépend généralement de l'utilisation qu'on lui réserve et du nombre de personne qui l'empreinte simultanément.

Les escaliers ont pour fonction de relier grâce aux marches successives les différents niveaux d'une construction.

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

IV.2.2 Calcul des sollicitations :

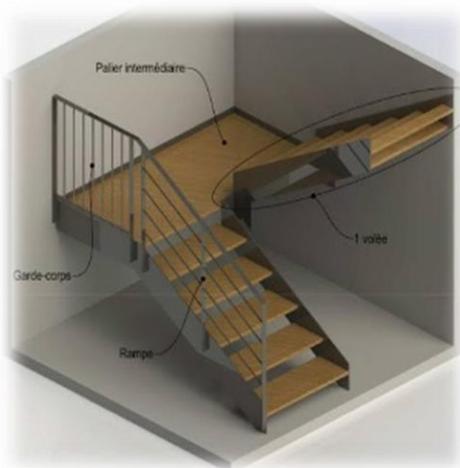


Figure IV.3 : Les escaliers métalliques

H : hauteur d'étage H=3.06m

H : hauteur de la marche=17cm

G : giron (largeur de la marche) g=30cm

On utilise la formule de BLONDEL

$$59cm \leq (g + 2 \times h) \leq 66cm$$

$$59cm \leq (30 + 2 \times 17) \leq 66cm$$

$$59cm \leq 64 \leq 66cm$$

Nombre de contre marche

$$n = \frac{H}{h} = \frac{3.06}{0.17} = 9$$

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

Longueur de la ligne de foulée

$$L = g \times (n - 1) = 9 - 1$$

$$L = 2.4m$$

L'inclinaison de la pailasse

$$\text{Tang}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{3.06}{2.4} = 1.275 = 32.49$$

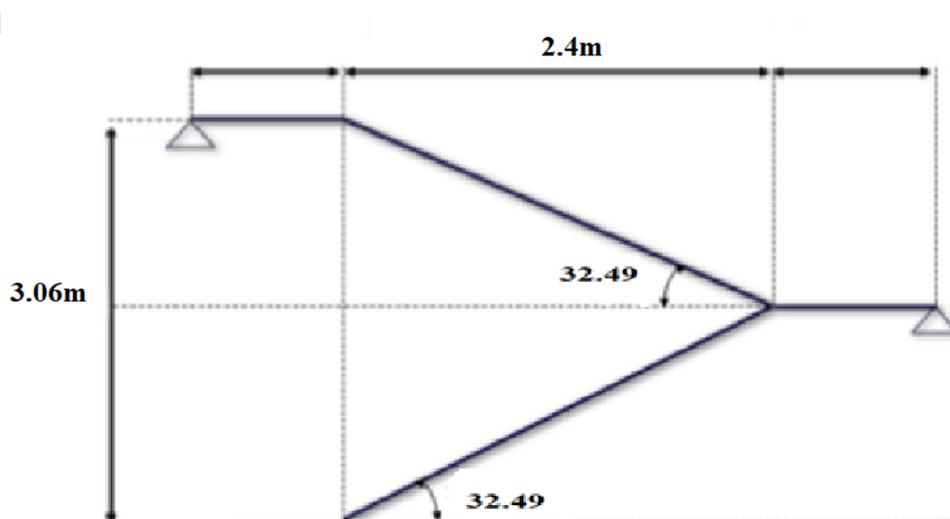


Figure IV.4 : L'inclinaison de la pailasse

A- La longueur de la paillasse

$$L^2 = (2.4)^2 + (1.53)^2$$

$$L^2 = 15.0516$$

$$L = \sqrt{15.0516} \quad L = 3.88m$$

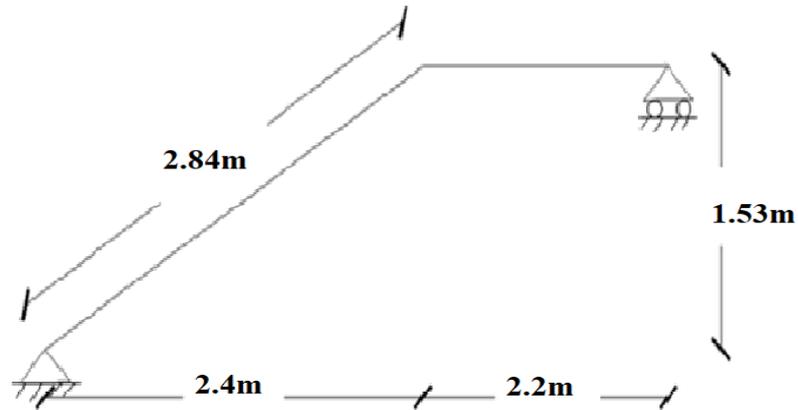


Figure IV.5 : La longueur de la paillasse

IV.3 Conception d'une marche

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyé :

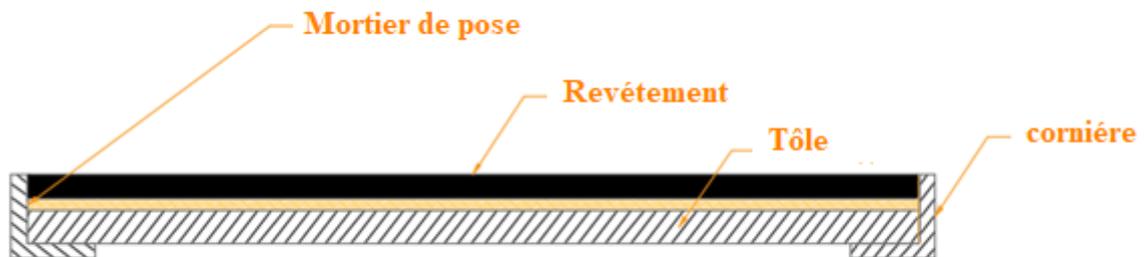


Figure IV.6 : Conception d'une marche.

IV.3.1 Dimensionnement des cornières :

- Évaluation des charges
- Charges permanentes

Tableau 1: charge et surcharge

Granite	0.42KN/m ²
Mortier de pose	0.4KN/m ²
tôle	0.73KN/m ²
Garde de Corp.	1.57KN/m ²
	G=3.12KN/m²

➤ **Charges d'exploitation** $Q = 2,5 \text{ kN} / \text{m}^2$

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

- **Combinaison de charge**

ELU :

$$q_{ult} = [(1,35 \times G) + (1,5 \times Q)] \times g/2$$

$$q_{ult} = [(1,35 \times 3,12) + (1,5 \times 2,5)] \times (0,3/2)$$

$$q_{ult} = 1,2 \text{ kN} / \text{m}$$

ELS :

$$q_{ser} = [(G + Q)] \times g/2$$

$$q_{ser} = [(3,12 + 2,5)] \times (0,3/2)$$

$$q_{ser} = 0,84 \text{ kN} / \text{m}$$

- **Condition de la flèche**

$$f^{max} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$f^{max} = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I} \leq \frac{L}{250} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times q_{ser} \times L^3 \times 250}{384 \times E}$$

$$I \geq \frac{5 \times 0,84 \times (220)^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 13,86 \text{ cm}^4$$

On prend une cornière **50 × 50 × 7**

$$I = 13,86 \text{ cm}^4$$

$$g = 0,0515 \text{ kN} / \text{m}$$

$$W_{el} = 5,1 \text{ cm}^4$$

- **Condition de la résistance**

$$(q_{ult})' = q_{ult} + (1,35 \times g)$$

$$(q_{ult})' = 1,2 + (1,35 \times 0,0515)$$

$$(q_{ult})' = 1,26 \text{ kN} / \text{m}$$

Le moment appliqué/

$$M_{sd} = \frac{q \times L^2}{8} \quad \text{max}$$
$$M_{sd} = \frac{1,25 \times 2.2^2}{8} = 0,7623 \text{ kN.m}$$
$$M_{PLRD} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M_o}} = \frac{3.43 \times 235}{1 \times 10^3} = 0,806 \text{ kN.m}$$
$$M_{PLRD} = 0,806 \text{ kN.m} > M_{sd} = 0,762 \text{ kN.m}$$

Donc la condition de la résistance est vérifiée.

IV.4 Limon

Chaque limon reprend la moitié de la charge

Garde-corps

Tôle (4 cm)

Mortier de pose

Granit

Poids de la cornière

-
- Charge permanente G

$$0,4 / \cos \alpha = 0,47 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$(1 \times 2.2) / \cos \alpha = 2.6 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$2 \times (0,0515 \times 2.2) / \cos \alpha = 0.26 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$G = 4.78 \text{ kN} / \text{m}^2$$

- Charges d'exploitation

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

Combinaison de charge

ELU :

- $q_{ult} = [(1.35 \times G) + (1.5 \times Q)] / 2$
- $q_{ult} = [(1.35 \times 4.78) + (1.5 \times 2.5)] / 2$
- $q_{ult} = 5.10 \text{ kN} / \text{m}$

- **ELS :**

$$\begin{aligned}q_{ser} &= [(G + Q)]/2 \\q_{ser} &= [(4.78 + 2.5)]/2 \\q_{ser} &= 3.64 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Condition de la flèche

$$f^{max} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$\begin{aligned}f^{max} &= \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I} \leq \frac{L}{250} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times q_{ser} \times L^3 \times 250}{384 \times E} \\I &\geq \frac{5 \times 3,442 \times (2.84)^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 129,2 \text{ cm}^4\end{aligned}$$

On prend un **UPN 100**

$$I_y = 206 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl} = 49 \text{ cm}^3$$

$$g_p = 0,10 \text{ kN/m}$$

Condition de la résistance

$$\begin{aligned}(q_{ult})' &= q_{ult} + (1,35 \times g) \\(q_{ult})' &= 4,834 + (1,35 \times 0,10) \\(q_{ult})' &= 4.969 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Le moment appliqué :

$$\begin{aligned}M_{sd} &= \frac{q \times L^2}{8} \quad \text{max} \\M_{sd} &= \frac{4.969 \times 2.84^2}{8} = 5.0 \text{ kN.m} \\M_{plrd} &= \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_o}} = \frac{49 \times 235}{1 \times 10^3} = 11.51 \text{ kN.m} \\M_{p.rd} &= 11.51 \text{ kN.m} > M_{sd} = 5.0 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

Donc la condition de la résistance est vérifiée.

V.1. Introduction

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ROBOT** v 2019 qui est un logiciel de calcul des structures.

V.2 Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.2.1. Modélisation de la structure

a- Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le bâtiment est effectuée comme suit :

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

b- Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ à usage d'habitation

V.3. Choix de la méthode de calcul

Pour avoir une idée sur le comportement réel de la structure il faut bien choisir la méthode de calcul et modélisation de la structure.

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

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

V.3.1. La méthode statique équivalente

a- Principe

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

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

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

b- Modélisation

1. Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers en un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés.
2. La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées.
3. Seul le mode fondamental de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la force sismique totale.

V.3.2. La méthode modale spectrale

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

• Principe

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.3.2.1. Spectres de réponse de calcul

Cette méthode consiste à définir l'action sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique

Chapitre V : étude sismique et analyse dynamique

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

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

(Formule (4.13) RPA 2003)

A coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) RPA99/V2003

η facteur de correction d'amortissement.

R Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement (tableau 4.3) RPA99/V2003

Q Facteur de qualité (tableau 4.4)

T_1, T_2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) RPA99/V2003

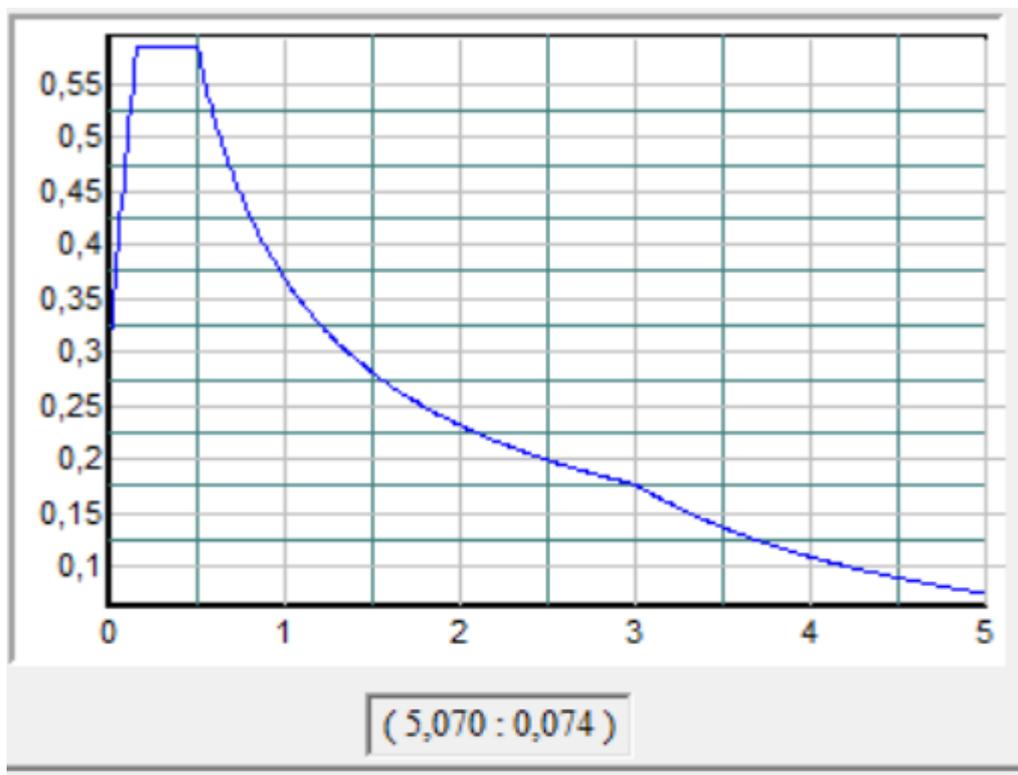


Figure.5.1 Spectre de réponse

V.3.2.2. Principales vérifications exigent par le RPA pour cette méthode

a- Nombre de modes à considérer (article 4.3.4 RPA 2003)

- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.
Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

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

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

V.3.2.3. Résultante des forces sismiques de calcul (article 4.3.6 RPA 2003)

La résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $\frac{0,8V}{V_t}$.

V.3.2.4. Déplacements inter étages (article 5.10 RPA 2003)

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon la formule suivante :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0,01h_e$$

Où h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\begin{aligned} \delta_K^x &= Rr_x \delta_{eK}^x & \text{et} & \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x & \text{et} & \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

Δ_K^x Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x.

Δ_K^y Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens y-y.

δ_{eK}^x Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens $x-x$.

δ_{eK}^y Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens $y-y$.

R : coefficient de comportement.

V.3.2.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

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

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad (4-15)$$

Avec

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

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

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k'

V.3.2.6. Vérification le coefficient de comportement R (Article 3.4.10 RPA 2003)

V.4. Résultats de l'analyse dynamique

V.4.1. Vérification de la structure selon le RPA99/V2003

Au cours d'étude de notre structure, on a passé par deux étapes et dans chaque étape on a étudié un modèle, telle que la déférence entre les modèles étudiés est le système de contreventement utilisé.

V.4.1.1. Etape 1

Pour cette étape, on a vérifié la structure autant qu'une structure auto stable comme il est indiqué dans la figure ci dessous

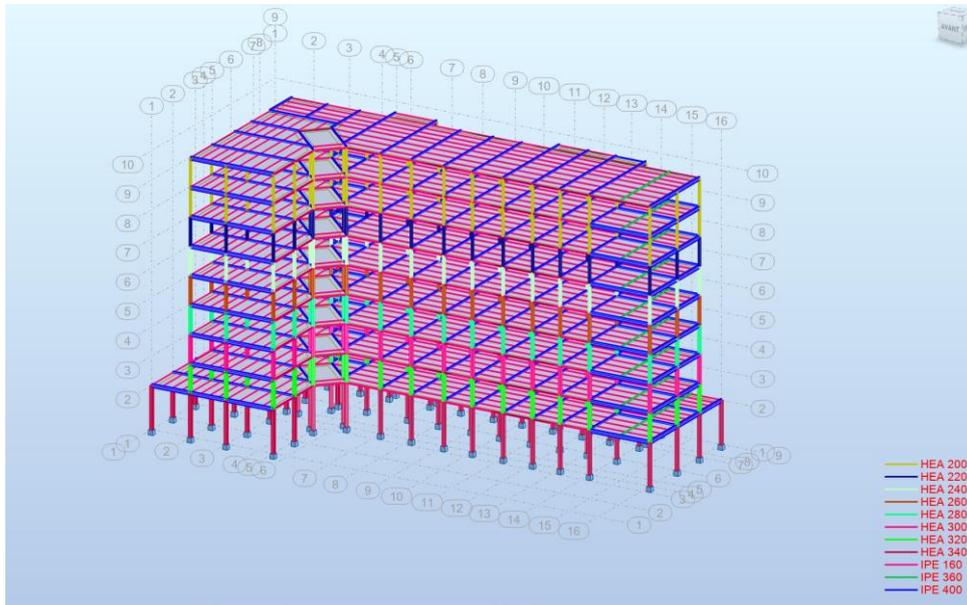


Figure.5.2 Structure sans contreventement

a- Les résultats du model initiale

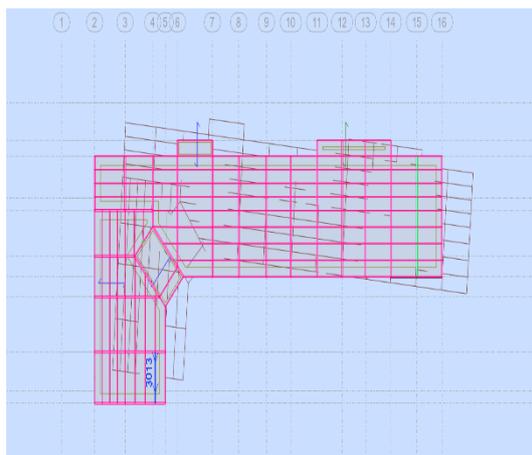
L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale $T = 2.24$ s

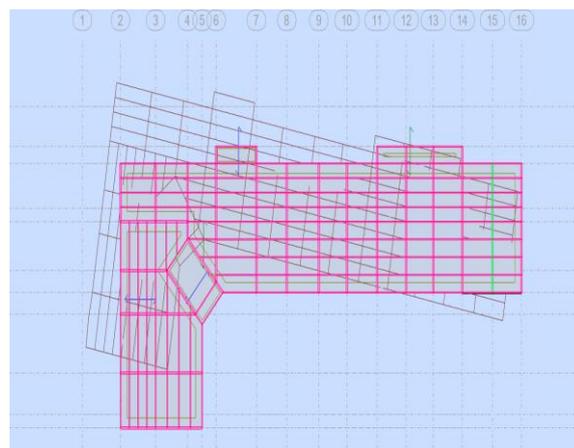
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x
- Le 2^{ème} mode est un mode de torsion.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y

Tableau 1: Valeurs des modes propres

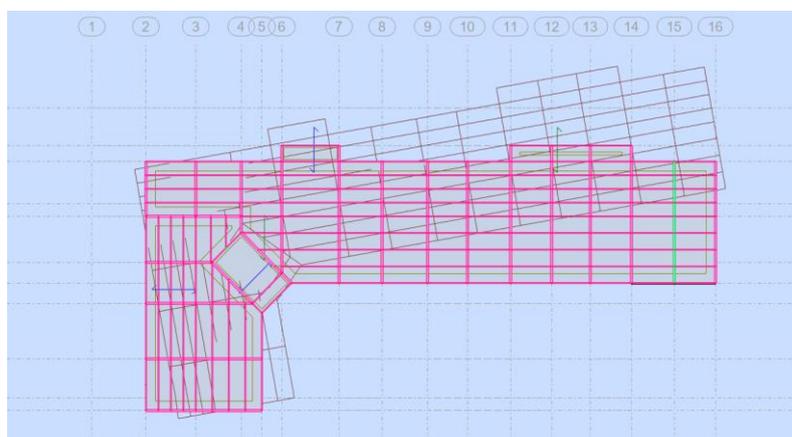
Modes	Période (s)	$\Sigma U_x(\%)$	$\Sigma U_y(\%)$	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	2,24	61,55	4,01	61,55	4,01
2	1,78	73,65	32,51	12,10	28,50
3	1,41	73,86	72,53	0,21	40,03
4	0,87	86,20	73,21	12,34	0,68
5	0,65	88,24	79,93	2,04	6,72
6	0,58	88,25	79,93	0,01	0,00
7	0,52	88,25	79,95	0,00	0,03
8	0,52	88,25	87,91	0,00	7,96
9	0,50	93,03	88,57	4,77	0,65
10	0,49	93,22	88,57	0,20	0,00



1^{er} mode translation parallèle x-x.



2^{eme} mode translation parallèle à y-y.



3^{eme} mode de de torsion autour de z.

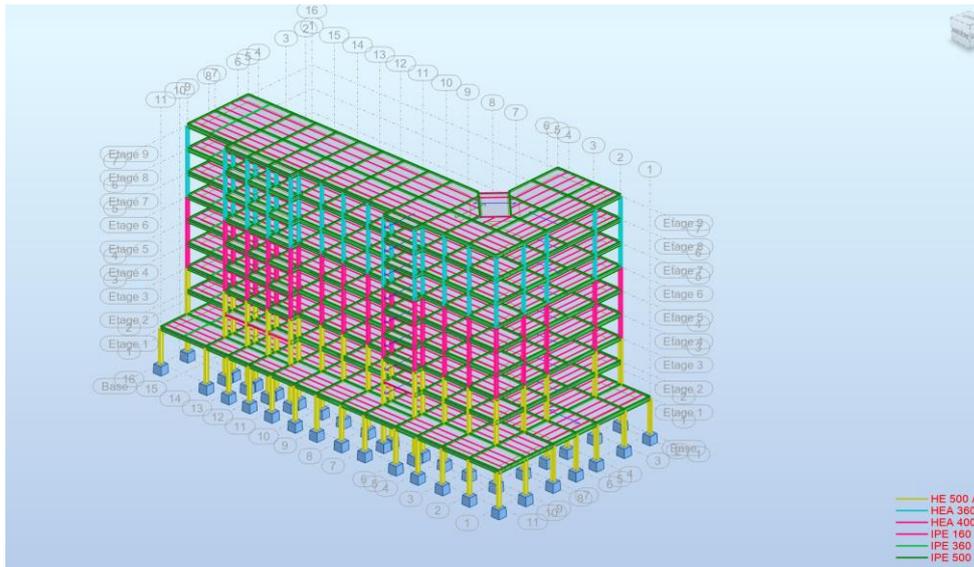
Figure 5.3: Les trois premiers modes du 1^{er} modèle.

Interprétations

L'analyse de la structure initiale (structure sans contreventement) a pour objet d'examiner le comportement de la structure et de déterminer ses caractéristiques dynamiques .

V.4.1.2. Etape 2

Pour cette étape on augmente la section des poteaux et poutres (HEA 500 pour les poteaux et IPE500 pour les poutre secondaires de périmètre) qui reprend la totalité des charges horizontale due au séisme comme il est indiqué dans la figure ci-dessous



b- Les résultats du model initiale

L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale $T=1.11$ s

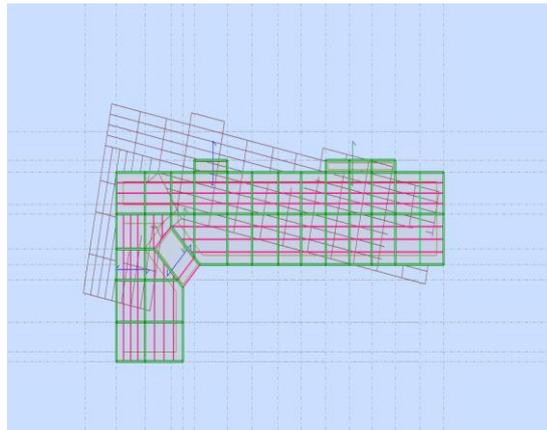
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x
- Le 2^{ème} mode est un mode de torsion.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y
-

Tableau 2: Valeurs des modes propres

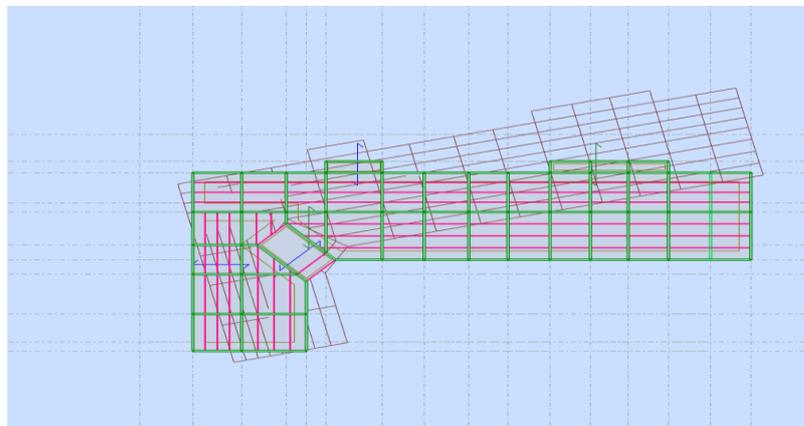
Modes	Période (s)	$\sum U_x(\%)$	$\sum U_y(\%)$	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,11	67,12	5,69	67,12	5,69
2	0,95	80,98	39,75	13,86	34,06
3	0,84	81,11	76,64	0,13	36,89
4	0,37	91,10	77,80	9,99	1,16
5	0,32	93,41	83,85	2,30	6,05
6	0,28	93,41	90,89	0,01	7,03
7	0,22	96,79	91,56	3,37	0,67
8	0,19	97,68	93,89	0,89	2,33
9	0,16	98,32	94,23	0,64	0,34
10	0,16	98,43	94,27	0,11	0,04



1^{er} mode translation parallèle x-x.



2^{eme} mode translation parallèle à y-y.



3^{eme} mode de de torsion autour de z.

Figure 5.4: Les trois premiers modes du 2^{ème} modèle.

Interprétation des résultats de 2^{ème} modèle

La deuxième condition est non vérifiée car on remarque que le deuxième mode de vibration est en torsion ; cela n'étant pas conforme en résultats qu'on a envisagé

C'est-à-dire que la structure est très souple

Les déplacements latéraux inter étages dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure en rajoutant des contreventements

V.4.1.2. Modèle finale :

Pour cette étape on a utilisé des palés triangulés en X qui reprend la totalité des charges horizontale due au séisme comme il est indiqué dans la figure ci-dessous

a- Système de contreventement

Palées triangulées en X Profilée TUBE CREUX (200*200*12) et (250*250*16)

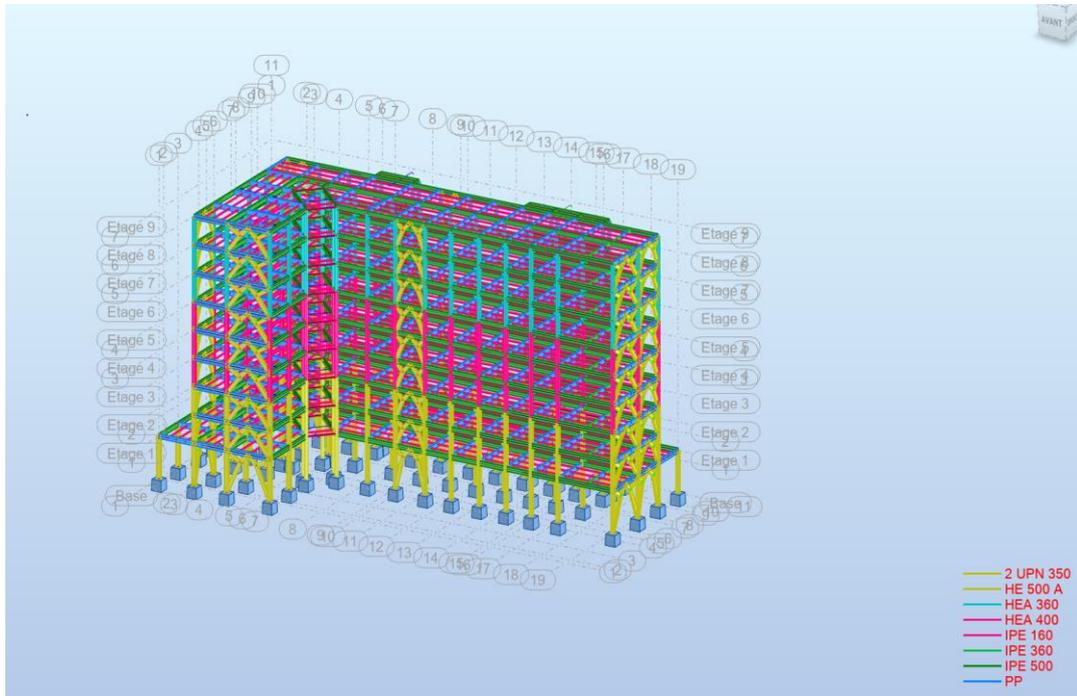


Figure. 5.5 Structure avec palées triangulées en X

a- Les résultats

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale $T = 1.04$ s

- Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant x-x
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant y-y
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

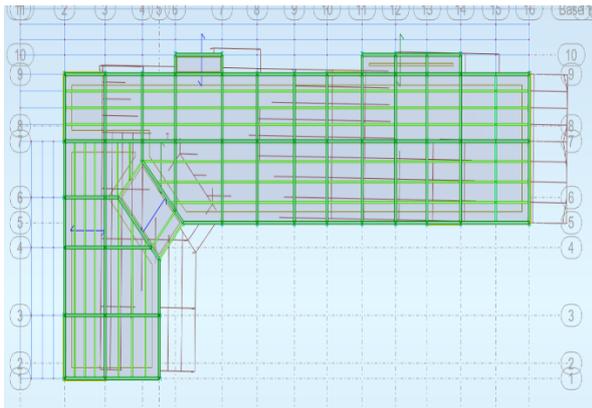
b- Caractéristiques dynamiques propres

Tableau 3: Les périodes et les facteurs de participation massique

Modes	Période (s)	$\sum U_x(\%)$	$\sum U_y(\%)$	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0.81	76,71	0,07	76,71	0,07
2	0.71	76,73	67,69	0,02	67,62
3	0.500.47	76,75	73,71	0,02	6,02
4	0.47	78,38	74,48	1,63	0,77
5	0.27	93,16	74,56	14,77	0,08
6	0.26	93,16	75,45	0,00	0,89
7	0.26	94,09	78,58	0,94	3,13
8	0.25	94,22	89,36	0,12	10,78
9	0.18	94,24	90,30	0,02	0,94
10	0.18	95,13	91,74	0,89	1,44

c- Constatations

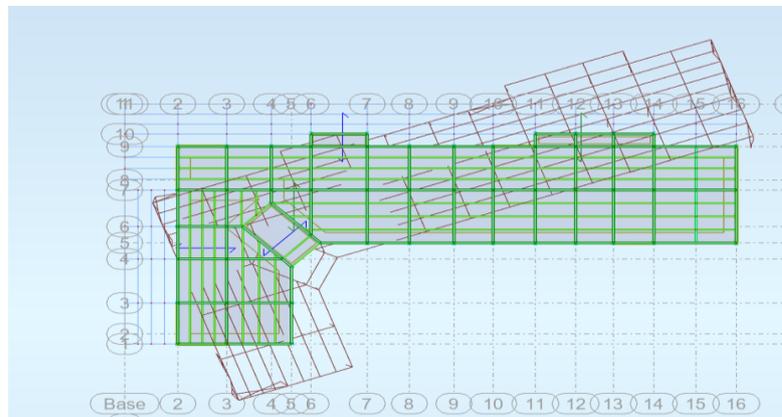
- Une période fondamentale : $T = 0.81 s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 5^{ème} mode.
- Le premier mode et second mode sont des modes de translation (respectivement Parallèlement à y-y et à x-x).
- Le troisième mode est mode de torsion.



1^{er} mode translation parallèle x-x



2^{eme} mode translation parallèle à y-y



3^{eme} mode de torsion autour de z.

Figure 5.5: Les trois premiers modes du 3^{eme} modèle.

V.5. Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser dans notre cas selon le **RPA99/version 2003** sont

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} & \dots\dots\dots (4-6)\dots\dots (1) \\ T = C_T \times h_N^{3/4} & \dots\dots\dots(4-7)\dots\dots(2) \end{cases}$$

Chapitre V : étude sismique et analyse dynamique

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

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 50.06\text{m} \\ D_y = 24 \text{ m} \end{array} \right.$$

h_N hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$\Rightarrow h_N = 29.07 \text{ m}$$

C_T est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003.

$$\Rightarrow C_T = 0,050$$

\Rightarrow Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.

Donc :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0,09 \times \frac{29.07}{\sqrt{50.6}} = 0.37 \text{ s} \\ T_y = 0,09 \times \frac{29.07}{\sqrt{24}} = 0.53 \text{ s} \end{array} \right. \\ T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times 29.07^{3/4} = 0,63 \text{ s} \end{array} \right.$$

La valeur de T considère dans les deux directions

- Sens (x-x) : $T_x = \min(0,37 ; 0,66) \Rightarrow T_x = 0,37 \text{ s}$.
- Sens (y-y) : $T_y = \min(0,53 ; 0,66) \Rightarrow T_y = 0,53 \text{ s}$.

$$T_{x\text{analytique}} = 0.78 \text{ s} > 1.3 T_{x\text{empirique}} = 1.3 \times 0.37 = 0.48 \text{ s}$$

$$T_{y\text{analytique}} = 0.70 \text{ s} > 1.3 T_{y\text{empirique}} = 1.3 \times 0.53 = 0.69 \text{ s}$$

On prend $T = 1.3 T_{\text{empirique}}$ dans les deux senses d'après l'article de MR TALEB

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

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

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule citée dans le règlement parasismique :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération suivant la zone sismique et le groupe d'usage.

Tableau 4: Coefficient d'accélération en fonction de la zone

Groupe d'usage	ZONE		
	I	II	III
2	0,08	0,15	0,25

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

(formule (4.2) RPA 2003)

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 de RPA99/version 2003.

Tableau 5: Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site

Site	S1	S2	S3	S4
T₁	0,15	0,15	0,15	0,15
T₂	0,30	0,40	0,50	0,70

Donc :

$$\begin{cases} T_2 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \\ 0 \leq T_y \leq T \Rightarrow D_y = 2.5\eta \end{cases}$$

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

Chapitre V : étude sismique et analyse dynamique

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement différent à 5%)

Dans notre cas l'amortissement =5% $\Rightarrow \eta = 1$

$$\begin{cases} D_x = 2,21 \\ D_y = 1.74 \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement global de la structure $R = 3$

Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

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

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

Sa valeur est donné par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

Tableau 6: facteur de qualité

Les Critères	Pq // xx	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1

$$Q_x = 1,25$$

$$Q_y = 1,25$$

W : Poids de la structure, donne par l'équation $(G + \beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta = 0,6)$ pour un bâtiment à usage parking (**Tableau 4.5 RPA99 V2003**).

$W = 29221,29$ kN (calcul automatique)

Sens	A	D	Q	R	W	V(KN)	0.8V(KN)
x-x	0.25	2.21	1.20	3	292221.93	6458.04	5166.41
y-y	0.25	1.74	1.20	3	292221.93	5084.61	4067.68

Chapitre V : étude sismique et analyse dynamique

0.8 Vx	5166.41
Vdynamique	4683.04
0.8Vy	4067.68
Vdynamique	3831.71

r	1.1
r	1.06

V.7. Vérification des déplacements inter étages

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter- étages, selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{Avec}$$

$\bar{\Delta}$ est le déplacement admissible

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e \quad \text{où} \quad h_e \text{ est la hauteur de l'étage.}$$

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_x^k = R \cdot \delta_{ex}^k \quad \text{Et} \quad \delta_y^k = R \cdot \delta_{ey}^k$$

δ_e^k : Déplacement due aux forces sismiques E_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=4)

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

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{Et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Tableau 7: Vérification déplacement inter étages sens X

Etage	Ux*R	dr Ux*R (cm)	H poteaux (cm)	Note
8ème	3	3	360	vérifier
7 ème	5.1	2.1	360	vérifier
6ème	6.9	2.1	360	vérifier
5ème	9.3	2.1	360	vérifier
4ème	11.4	2.1	360	vérifier
3ème	13.2	1.8	360	vérifier
2ème	15	1.8	360	vérifier
1ere	16.5	1.5	360	vérifier

Chapitre V : étude sismique et analyse dynamique

RDC	17.7	1.2	459	vérifier
-----	------	-----	-----	----------

Tableau 8: Vérification déplacement inter étages sens y

Etage	Uy*R	dr Uy*R (cm)	H poteaux (cm)	Note
8ème	0.9	0.9	360	vérifier
7 ème	1.8	0.9	360	vérifier
6ème	2.7	0.9	360	vérifier
5ème	3.9	1.2	360	vérifier
4ème	5.1	1.2	360	vérifier
3ème	6.3	1.2	360	vérifier
2ème	7.2	1.2	360	vérifier
1ere	8.4	0.9	360	vérifier
RDC	9	0.9	459	vérifier

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par « RPA99version 2003 ».

V.8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

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

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec

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

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

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Tableau 9: Vérification de l'effet P- Δ

JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P – Δ								
Niveau	Total	$\Delta_k (mm)$		Effort tranchant		$h_k (m)$	θ	
		Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y		Sens X	Sens Y
RDC	29222	2	1,6	4937,7	3994,06	4,59	0,003	0,003
1er	24715	1,6	1,2	4743,21	3809,93	3,06	0,003	0,003
2ème	21720,7	2	1,2	4518,38	3623,97	3,06	0,003	0,002
3ème	18726,5	2,4	1,6	4203,94	3374,55	3,06	0,003	0,003
4ème	15732,3	2,4	1,6	3810,59	3060,17	3,06	0,003	0,003
5ème	12738	2,4	1,6	3340,43	2677,58	3,06	0,003	0,002
6ème	9743,78	2,00	1,6	2776,73	2213,85	3,06	0,023	0,0023
7ème	6749,54	2,00	1,20	2088,31	1648,36	3,06	0,021	0,016
8ème	3755,3	1,60	1,50	1249,63	1648,36	3,06	0,013	0,009

Conclusion

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

V.9 Conclusion

Les étapes de vérification suivies pour définir le modèle final étaient de

- Déterminer les modes propres de telle sorte que le 1^{ère} et 2^{ème} translation, la 3^{ème} torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérifier l'effort tranchant à la base obtenue par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base, avec l'amplification de ce obtenu par l'analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent s'il été inférieur.
- Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure

VI.1. Introduction

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poteaux, poutres) on dimensionne chaque élément à partir des conditions suivantes

- Vérification faite selon la condition de résistance.

VI.2. Vérification des poteaux

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et à la flexion et cela par les charges du plancher et des efforts horizontaux, donc les poteaux sont dimensionnés à la flexion composée.

VI. 2.1 Vérification des poteaux

VI.2.1.1. Vérifications au flambement par flexion

A- Premièrement cas : N^{Max} ; M_y^{Corr} ; M_z^{Corr}

Les efforts internes du logiciel ROBOT2019 sous la combinaison citée au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 1: Efforts internes des poteaux sous Nmax pour chaque niveau.

Niveau	Numéro	Profilé	Combinaison	Nmax	Msd,y	Msd,z
8eme	2784	HEA360	G+Q+EX	26.9	0.76	47.58
7eme	2554	HEA360	G+Q+EX	178.13	-43..75	75.82
6eme	2317	HEA360	G+Q+EX	276.46	43.75	80.29
5eme	2080	HEA400	G+Q+EX	384.6	48.97	89.75
4 ^{eme}	1856	HEA400	G+Q+EX	756.89	18.43	79..17
3eme	1619	HEA400	G+Q+EX	924.89	16.52	15.59
2eme	1382	HEA500	G+Q+EX	1102.69	20.15	84.14
1 ^{er}	1047	HEA500	G+Q+EX	1288.48	12.62	74.94
RDC	33	HEA500	G+Q+EX	2350.28	53.14	22.63

Vérification pour les poteaux RDC HEA 500

Détermination de la longueur de flambement

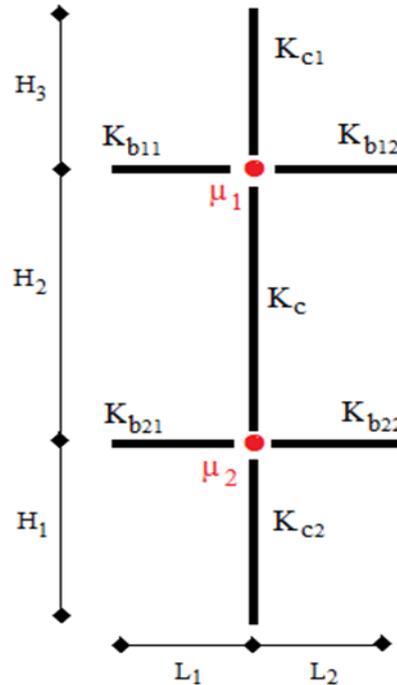


Figure 1 : la rigidité (ou raidisseur) du poteau concerné

Sens Y-Y

$$K_C = \frac{86970 \cdot 10^4}{4590} = 189477.18 \text{ mm}^3$$

$$K_{C1} = \frac{86970 \cdot 10^4}{4590} = 189477.18 \text{ mm}^3$$

$$K_{12} = \frac{48200 \cdot 10^4}{6750} = 71407.4 \text{ mm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{189477.18 \cdot 2}{(189477.18 \cdot 2) + (71407.4 \cdot 2)} = 0.72$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (encastrement)}$$

$$L_{fy} = 2891.17 \text{ mm}$$

$$L_{fz} = 3121.2 \text{ mm}$$

Sens Z-Z

$$K_C = \frac{10370 \cdot 10^4}{4590} = 22592.56 \text{ mm}^3$$

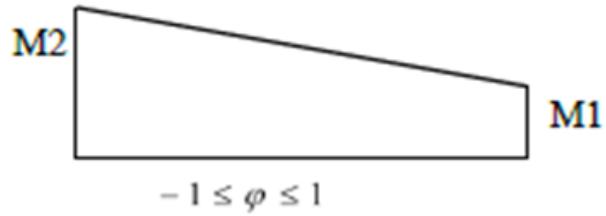
$$K_{C1} = \frac{10370 \cdot 10^4}{4590} = 22592.56 \text{ mm}^3$$

$$K_{12} = \frac{2142 \cdot 10^4}{6750} = 3173.33 \text{ mm}^3$$

$$\eta_1 = 0.93$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (encastrement)}$$

Calcul de χ_{\min} :



$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{2891.17}{209.8} = 11.24$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{3121.2}{72.4} = 43.11$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad \text{Ou} \quad \beta_A = 1 \quad \text{section de classe (I)}$$

$$\lambda_1 = 86.81\varepsilon \quad \text{avec} : \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \Rightarrow \lambda_1 = 79.86$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{79.86} = 0.172$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{79.86} = 0.53$$

$\bar{\lambda}_y < 0.2$ **Pas de risque de flambement**

$\bar{\lambda}_z > 0.2$ **Il y'a risque de flambement**

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2)] + \bar{\lambda}_y^2$$

$$\Phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2)] + \bar{\lambda}_z^2$$

$$\Phi_y = 0.52$$

$$\Phi_z = 0.83$$

Avec : Courbe de flambement (Z-Z) b $\Rightarrow \alpha=0,34$

Courbe de flambement (Y-Y) a $\Rightarrow \alpha=0,21$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0.97$$

$$\chi_z = 0.68$$

$$\chi_{\min} = \text{Min} (0.99 ; 0.68) \Rightarrow \chi_{\min} = 0.68$$

Calcul de K_y et K_z :

$$\beta_{M\phi y} = 1.8 - 0.7.\varphi \quad \text{Avec} \quad \varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

$$\varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = 0,6 \quad \dots\dots\dots B_{m y}=1,38$$

$$\varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = 0,3 \quad \dots\dots\dots B_{m z}=1,59$$

$$K=1 - \frac{\mu * N_{sd}}{\chi * A * \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1,5 \quad \text{Avec } \mu = \bar{\lambda}_t * (2 * \beta M - 4) + \left(\frac{W_{pl-wel}}{w_{el}} \right) \leq 0,9$$

$$\mu_y = -0,1 < 0,90$$

$$k_y = 1,004 < 1,5$$

$$\mu_z = 0,097 < 0,90$$

$$k_z = 0,099 < 1,5$$

$$\frac{4470300}{0,94 \times 19750 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,075 \times 163,78 \times 10^6}{3949000 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,71 \times 6,66 \times 10^6}{1059000 \times \frac{275}{1,1}} = 0,76 < 1$$

Condition vérifiée.

Dans le cas de la flexion composée il y'a lieu aussi de vérifier la résistance du profilé au déversement :

VI .2.1.2 Vérification du déversement

Calcul de χ_{LT} :

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{\beta_w * W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(K * L)^2} \times \left\{ \sqrt{\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K * L)^2 * G * L_t}{\pi^2 E I_z}} + (C_2 * Z_g - C_3 * Z_j)^2 - (C_2 * Z_g - C_3 * Z_j) \right\}$$

Avec : $\beta_w = 1$ section de classe 1

$$I_w = I_z * \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2 = 5,65 * 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$I_t = \frac{1}{3} * (d * t_w^3 + 2b * t_f^3) = 2,606 * 10^6 \text{ mm}^4$$

$$K = K_w = 0,5$$

$$C_1 = 3,348$$

$$C_2 = 0$$

$$C_3 = 0,837$$

$M_{cr} = 3.18 \cdot 10^{12} \text{ N.mm}$

$\bar{\lambda}_{Lt} = 0.068 < 0.4 \Rightarrow$ **Donc y'a pas de risque de déversement.**

Poteaux RDC HEA 500 :

Tableau 2: Poteaux RDC HEA 500

Profilé	l_f / l		Les coefficients			Valeur final	Condition (≤ 1)
	$l_{f,y} / l_0$	$l_{f,z} / l_0$	x_{min}	K_y	K_z		
HEA 500	0,63	0,68	0.68	1.004	0.99	0.76	Vérifiée

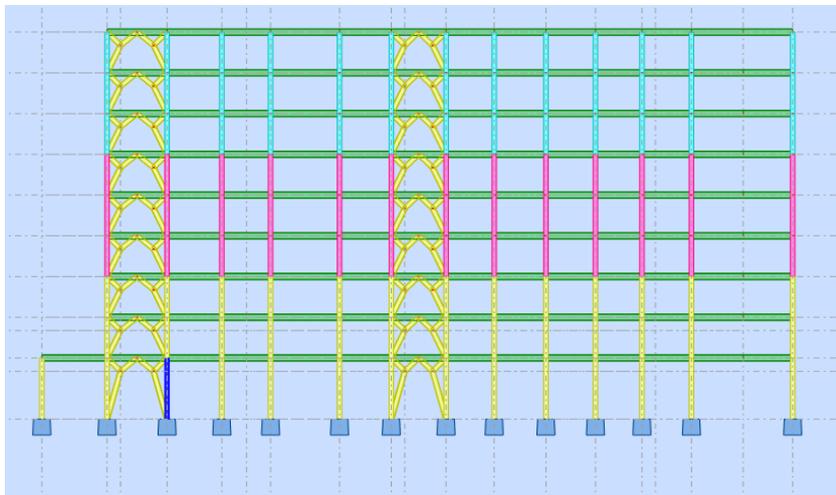


Figure 2: poteaux HEA 500

Poteaux 3^{ème} Etage HEA 400 :

Tableau 3: Poteaux 3^{ème} Etage HEA 400 :

Profilé	l_f / l		Les coefficients			Valeur final	Condition (≤ 1)
	$l_{f,y} / l_0$	$l_{f,z} / l_0$	x_{min}	K_y	K_z		
HEA 400	0,60	0,67	0.86	1.04	1.16	0.80	Vérifiée

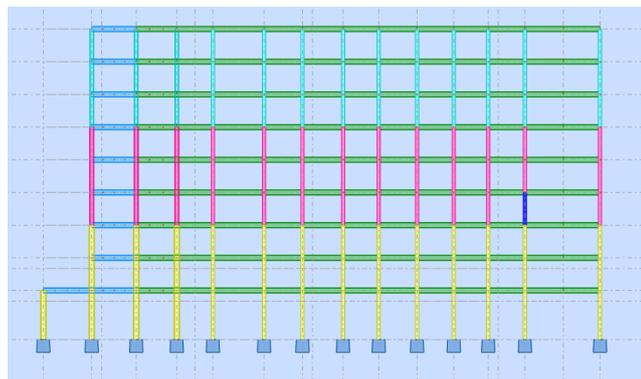


Figure 3 Poteaux HEA 400

Poteaux 6^{ème} Etage HEA 360 :

Tableau 4: Poteaux 3^{ème} Etage HEA 400 :

Profilé	lf/l		Les coefficients			Valeur final	Condition (≤ 1)
	$l_{f,y}/l_0$	$l_{f,z}/l_0$	x_{min}	K_y	K_z		
HEA 360	0,61	0,67	0.60	1.00	1.05	0.86	Vérifiée

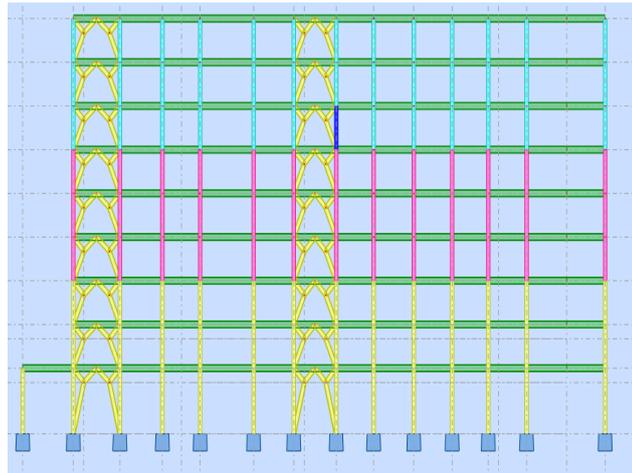


Figure 4 : poteaux HEA 360

VI.3. Vérification des poutres

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

VI.3.1 Poutre principale

On prend un IPE500.

D'après le Logiciel **ROBOT**, on prend la valeur G+Q+EX

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs

$M_{sd} = 285 \text{ Kn.m}$

$V_{sd} = 261.65 \text{ Kn}$

1- Vérification de la résistance

On doit vérifier que $M_{sd} < M_{pld}$

$M_{pld} = 753.28 \text{ Kn.m}$ (déjà calculer)

$M_{sd} = 285 \text{ kN.m} < M_{pld} = 753.28 \text{ m}$

La condition est vérifiée.

2- Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que $V_{sd} \leq V_{pl,r}$

$$V_{plrd}=950.56 \text{ Kn}$$

$$V_{sd} = 261.65 < V_{plrd} = 950.56 \text{ kN} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

3- Vérification de l'interaction de l'effort tranchant

$$V_{sd} = 261.5 \text{ KN} < 0,5V_{plrd} = 475.28 \text{ KN} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

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

6.2.2 Solive

On prend un IPE160.

D'après le Logiciel **ROBOT**, on prend la valeur 1.35G+1.5Q

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs

$$M_{sd} = 43.96 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 33.18 \text{ Kn}$$

1- Vérification de la résistance

On doit vérifier que $M_{sd} < M_{pld}$

$$M_{plrd} = 113.55 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 43.96 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 113.55 \text{ Kn.m}$$

La condition est vérifiée.

2- Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}} = \frac{275 \times 966}{\sqrt{3} \times 1,1} 10^{-3} = 139.43 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 33.18 \text{ kN} < V_{plrd} = 139.43 \text{ kN} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

3- Vérification de l'interaction de l'effort tranchant

$$V_{sd} = 33.18 \text{ KN} < 0,5V_{plrd} = 69.71 \text{ KN} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

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

✓ Remarque

Pour la vérification au déversement

Il n'y a pas lieu de vérifier le déversement pour les poutres car on a un plancher collaborant, donc les poutres sont prémunies contre ce phénomène.

VI.4. Dimensionnement des contreventements

VI.4.1. Dans les deux Direction

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison

$$G + Q + 1,25Ex$$

$$N_{sd} = 2469,47 \text{Kn}$$

Le profilé choisit 2 UPN 350

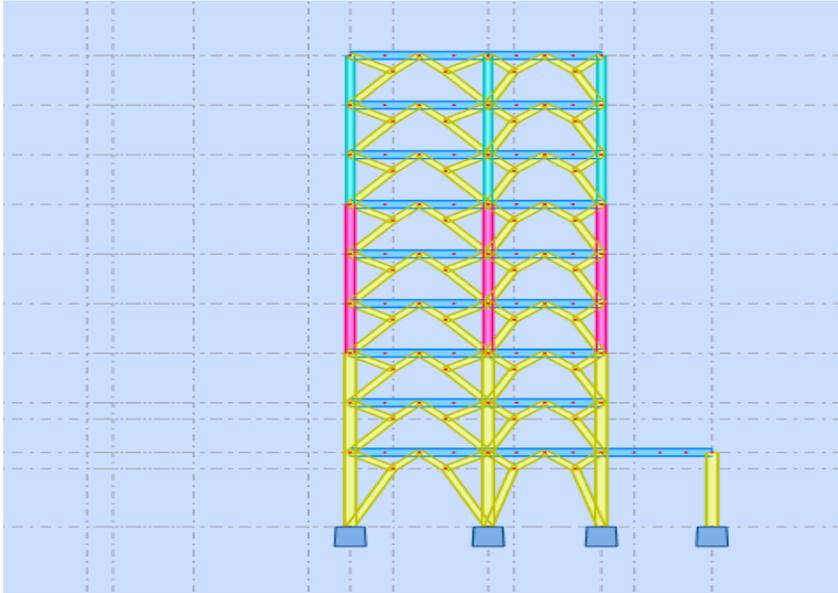


Figure 5 : contreventement en X dans le sens Y et Y

1- Vérifications à la traction simple

Il faut vérifier que $N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$

$$N_{PLRD} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{154,6 \times 10^2 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 3865 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 2273,8 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 3675 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

2- Vérifications la compression simple

$$\text{Il faut vérifier que } N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec

$\beta_A = 1$ Pour les sections classe 1 et 2.

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

χ Facteur de réduction pour le déversement.

Chapitre VI : Vérification de l'ossature

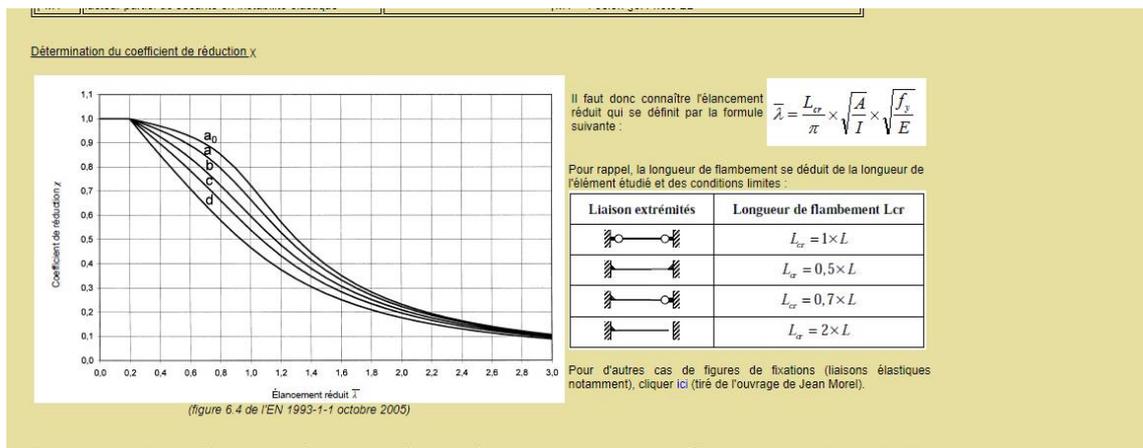
$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$L = l_f = \sqrt{3.5^2 + 5.6^2} = 3.7 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{3700}{12.9 \times 10^{-2}} = 14.34 \rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.2$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{3700}{2.72 \times 10^{-2}} = 68.51 \rightarrow \bar{\lambda}_z = 0.78$$

On a $\lambda_y = \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y).(X-X)



D'après la courbe $\chi = 0.9$

• Remarque

Pour les sections tubulaire la courbe de flambement est " a ".

Section	Conditions	Axes	Courbe	Section	Conditions	Axes	Courbe
Sections en I laminées		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a b		En général (sauf comme indiqué ci-dessous) Soud. épaisseurs : a > 0.5 t_f b t_f < 30 h t_w < 30	Quelconque Quelconque
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	b c			
	$h/b \leq 1.2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c			
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d			
Sections en I soudées		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c		Quelconque	c
		$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d			
Sections creuses		Finies à chaud	Quelconque	a		Quelconque	b
		Formées à froid	Quelconque	c			

(tableau valable pour les matériaux S235, S275, S355 et S420, issu du tableau 6.2 de l'Eurocode NF EN 1993-1-1 de octobre 2005)

$$N_{sd} = 2469.47 \text{ KN} \leq N_R = \frac{0.9 \times 1 \times 154.6 \times 10^2 \times 275}{1.1} \times 10^{-3} = 2860.1 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée.

VII .1. Introduction

La conception et le calcul des assemblages revêtent, en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction.

En effet, les assemblages constituent des points de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitation parasites notamment la torsion.

On distingue parmi les assemblages

- Les assemblages articulés.
- Les assemblages encastrés (rigides).

Les principaux modes d'assemblage

- Le rivetage.
- Le boulonnage.
- Le soudage.
- Le collage.

VII.2. Calcul des assemblages

VII.2.1. Assemblage Poteau –Poutre (HEA500-IPE500)

A- Vérification manuel

VII.2.1. 1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison $G + Q + 1.5Ex$

$$M_{sd} = 269.69 \text{KN.m}$$

$$V_{sd} = 514.33 \text{kN}$$

VII.2.1. 2 Calcul de la soudure poutre IPE500

a- Calcul de l'épaisseur du cordon sur la semelle

$$\begin{cases} L_1 = 200 \text{ mm} \\ L_2 = 94.1 \text{ mm} \\ L_3 = 468 \text{ mm} \end{cases}$$

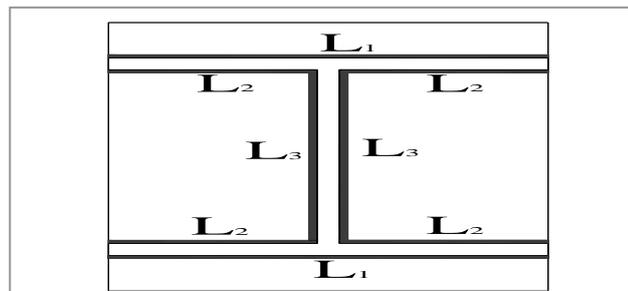


Figure 1 : Assemblage soudé poutres-platine

$$a_s \geq \frac{\sqrt{2} \times M_{sd} \times \beta_w \times \gamma_{MW}}{l_1 \times f_u \times h}$$

la hauteur du profilé.

- La nuance d'acier utilisé est S275 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,85 \\ \gamma_{mw} = 1,1 \\ f_u = 430 \end{cases}$

La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $l_1 = 200 \text{ mm}$

$$a_s \geq \frac{\sqrt{2} \times 269,69 \times 0,85 \times 1,1}{200 \times 430 \times 500} \times 10^6 = 11,78 \text{ mm}$$

On prend $a_s = 18 \text{ mm}$

b- Calcul de l'épaisseur du cordon sur l'âme

$$a_w \geq \frac{\sqrt{3} \times V_{sd} \times \beta_w \times \gamma_{MW}}{l_3 \times f_u}$$

- La nuance d'acier utilisé est S275 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,85 \\ \gamma_{mw} = 1,1 \\ f_u = 430 \text{ MPa} \end{cases}$

La longueur totale des cordons de soudure de l'âme $l_3 = 468 \text{ mm}$

$$a_w \geq \frac{\sqrt{3} \times 514,33 \times 0,85 \times 1,1}{468 \times 430} \times 10^3 = 4,44 \text{ mm}$$

On prend $a_w = 6 \text{ mm}$

On prend une valeur commune $a = 12 \text{ mm}$

VII.2.1. 3 Choix de diamètre du boulon

Epaisseur de la platine : ép = 20 mm

- $t \leq 10 \text{ mm}$ d = (12 ; 14) mm
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ d = (16 ; 20 ; 24) mm
- $t \geq 25 \text{ mm}$ d = (24 ; 27 ; 30) mm

On à l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend $\varnothing = 20 \text{ mm}$.

VII.2.1. 4 Détermination du nombre de boulons nécessaires

Condition de la résistance au cisaillement des boulons

$$F_{v, sd} \leq F_{v, rd} \quad F_{v, sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v, rd} = 0,5 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0,5 \times A_s \times f_{ub}}$$

$$n \geq \frac{1,25 \times 514}{0,5 \times 314 \times 800} \times 10^3 = 5.3$$

$$\left\{ \begin{array}{l} n_2 = 2 \text{ (nombre de file)} \\ n_1 = 6 \text{ (nombre des boulons par ranger)} \end{array} \right.$$

On prend $n = 12$ (boulons)

a- Disposition constructives

On a l'épaisseur de la platine égale à 20 mm alors on prend deux files de 4 boulons HR de diamètre $\phi = 20$ mm, classe 10.9

• **Distance entre axe des boulons**

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

$$1. 2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 26,4 \text{ mm} \leq 140 \leq 240 \text{ mm}$$

$$2. 2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 48,4 \text{ mm} \leq 140 \leq 200 \text{ mm (EC3.art.6.5.1.4)}$$

$$1. 5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 33\text{mm} \leq 100 \leq 240 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 66 \text{ mm} \leq 100 \leq 200 \text{ mm}$$

$$p_1 = 140 \text{ mm}$$

$$p_2 = 100\text{mm}$$

$$e_1 = 140\text{mm}$$

$$e_2 = 100 \text{ mm}$$

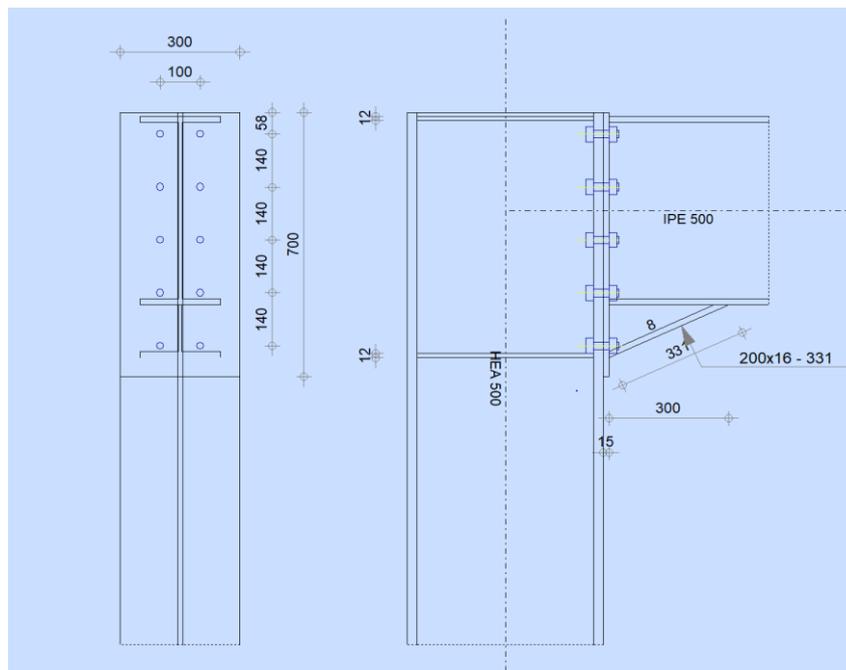


Figure 2 Assemblage poteau - poutre

b- Détermination des efforts dans les boulons

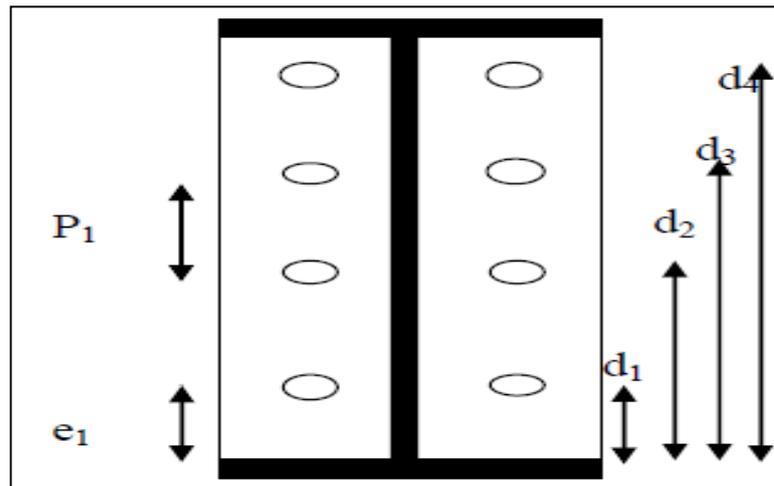


Figure 3 Distribution des boulons sur la platine d'extrémité

• Position de l'axe neutre

$$X = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 21 \times \sqrt{\frac{200}{10.2}} = 70.84 \text{ mm}$$

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

$$d_1 = 140 \text{ mm}$$

$$d_2 = 280 \text{ mm}$$

$$d_3 = 420 \text{ mm}$$

$$d_4 = 560 \text{ mm}$$

$$d_5 = 700 \text{ mm}$$

$$d_6 = 840 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = (0,180)^2 + (0,360)^2 + (0,540)^2 + (0,720)^2 = 0,97 \text{ m}^2$$

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{346,13 \times 0,18}{0,97} = 21.17 \text{ KN}$$

$$N_2 = 42.35 \text{ KN}$$

$$N_3 = 63.52 \text{ KN}$$

$$N_4 = 84.7 \text{ KN}$$

$$N_5 = 105.87 \text{ KN}$$

$$N_6 = 127.05 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que

$$N_4 \leq n_0 F_{p,c,d}$$

$n_0 = 2$ pour une rangée.

Avec $F_{p,c,d} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$ (EC3.art.6.5.8.2)

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons.

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000 MPa pour les boulons HR 10.9.

A_s : L'aire de la section du boulon.

$$A_s = 303 \text{ mm}^2$$

$$N_6 = 127.05 \text{ kN} \leq 2 \times (0,7 \times 800 \times 303) = 343 \text{ kN} \text{ Donc la condition est vérifiée}$$

c- Moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_{Rd} = \frac{N \times \sum d_i^2}{d_4}$$

$$N = F_{p,c,d} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 169.68 \text{ kN} \text{ Pour un boulon.}$$

Pour une rangée (de deux boulons)

$$2 \times N = 169.68 \times 2 = 339.36 \text{ kN}$$

D'où

$$M_{Rd} = \frac{2 * 127.05 * 1.783}{0.840} = 541.26 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 254.33 \text{ kN.m} \leq M_{Rd} = 541.26 \text{ kN.m} \text{ Donc la condition est vérifiée.}$$

d- La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

L'effort tranchant par boulon :

$$V_{sd} = 514.33 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{514.33}{12} = 42.86 \text{ kN}$$

La résistance au glissement $F_{s,rd}$:

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{ms}}$$

$K_s = 1$ Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$ Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n = 2$ Nombre d'interfaces de frottement.

$\gamma_{ms} = 1,25$ Pour les résistances au glissement à L'ELU.

$F_p = 109,9 \text{ kN}$ la résistance du boulon.

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 169.68 \times 2 \times 0,3}{1,25} = 80.966 \text{ kN}$$

$F_{v,sd}=42.86 \text{ KN} \leq F_{v,Rd}= 80,966\text{KN}$ Donc la condition est vérifiée.

e- Résistance de l'âme du poteau en traction

Il faut vérifier que : $F_t \leq F_{t,Rd}$

$$F_{t,Rd} = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}} \text{ (EC3.art.2.2.3)}$$

b_{eff} entraxe rangées boulons = 100mm

$$F_{t,Rd} = 275 \times 12 \times \frac{100}{1} = 330\text{KN}$$

Avec $F_t = \frac{M}{h-t_f}$

$h = 500 \text{ mm}$ $t_f = 28 \text{ mm}$

Donc:

$$F_t = \frac{269.69}{0,49 - 0,23} = 577.49\text{KN}$$

$F_t > F_{t,Rd} \Rightarrow$ Condition non vérifiée (déformation de l'âme du poteau).

La condition n'étant pas satisfaite, on choisit un raidisseur d'épaisseur égale à $e_r = 10 \text{ mm}$

f- Résistance de l'âme de poteau en compression (non raidie)

Il faut vérifier que : $\sigma_n \leq f_y$

Avec

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{w_{ely}}$$

$$\sigma_n = \frac{514.39}{19750} \times 10^3 + \frac{269.69}{3350} \times 10^3 = 102.01 \text{ MPa}$$

$\sigma_n = 102.01 \text{ Mpa} < f_y = 275 \text{ Mpa}$ Donc la condition est vérifiée.

g- Résistance de l'âme de poteau au cisaillement

Il faut vérifier que : $F_v \leq V_R$

$$V_R = \frac{0,58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{M0}}$$

Avec

h_p : la hauteur de profilé (poteau) $h_p = 490 \text{ mm}$.

t_{wc} : épaisseur de l'âme (poteau) $t_{wc} = 12 \text{ mm}$

$$V_R = \frac{0,58 \times 275 \times 490 \times 12}{1} \times 10^{-3} = 937.86\text{Kn}$$

L'effort de cisaillement vaut

$$F_v = \frac{M}{h - t_f}$$

$$h = 490\text{mm} \quad t_f = 28 \text{ mm}$$

Donc

$$F_v = \frac{269.62}{0,49 - 0,023} = 577.49\text{KN}$$

$$F_v = 733,33 \text{ KN} < V_R = 1492,78 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Après le recuiel des données , On les a saisi dans le logiciel robot est on a obtenu les résultats suivant :

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019</p> <p>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	 <p>Ratio 0,72</p>
---	---	--

Les autres assemblages : voir Annex

VIII.1. Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent une partie essentielle de l'ouvrage.

VIII.2. Fonctions assurées par les fondations

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, dû à l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la Cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VIII.3. Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes ou radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits ou pieux).

VIII.4. Choix de type de fondation

Le choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure. La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible =2 bars)

Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

VIII.5. Calcul des fondations

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

$$\text{On doit vérifier la condition suivante : } \frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol $\sigma_{sol} = 1,75$ bars

$S_{néc}$: Surface de la fondation;

N_{ser} Effort normal appliqué sur la fondation.

VIII.6. Choix de type de semelle

VIII.6.1. Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au a b

$$\text{rapport a sur b : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S= A^2$

$$A \text{ est déterminé par: } S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ d'où } S = \left(\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \right)$$

$$\text{Avec: } A = \sqrt{S} ; \sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

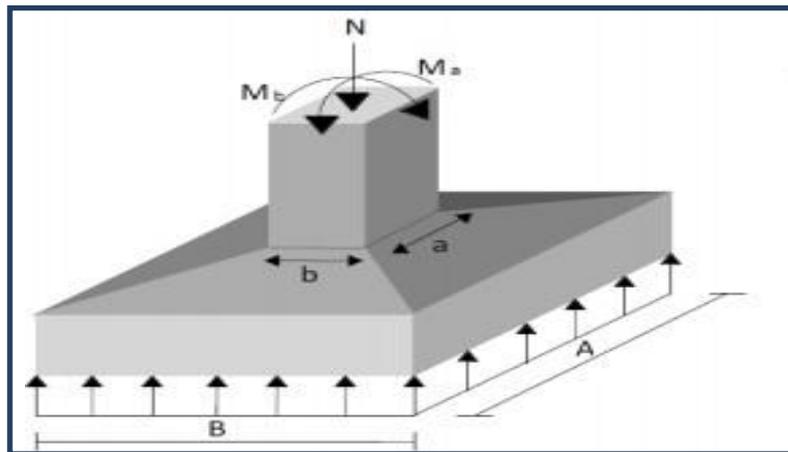


Figure 1: Dimensions de la semelle isolée

On prend le poteau de section (60x60) avec :

$$N_{ser}^{max} = 2855.89 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol}$$

AN :

$$A \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{2855.89}{200}} = 3.77 \text{ m}$$

On prend : $A = 3.77 \text{ m}$

Vérification de l'interférence entre deux semelles

Il faut vérifier que $L_{\min} \geq 1,5 \times A$

Tel que : L_{\min} l'entre axe minimum entre deux poteaux.

A: Largeur maximale de la semelle ($A=4\text{m}$).

On a $L_{\min} = 4.35 < 1,5 \times 3.77 = 5.655\text{m}$ Non vérifié

Conclusion

Non vérifié D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes .

VIII.6.2. Semelles filantes:

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

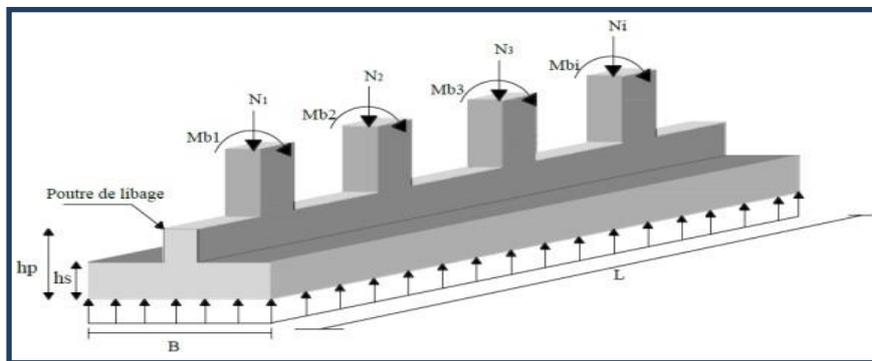


Figure 2 : Schéma semelle filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$ Tel que $N = \sum Ni$ de chaque fil de poteaux .

$$S = B \times L$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_{ser}}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau 1: Sections des semelles filantes.

File	N(KN)	L(m)	B(m)	B(choisi)	S(m2)
1	3744.65	13.89	1.84	2	27.78
2	3683.91	13.89	1.82	2	27.78
3	3354.57	13.89	1.70	2	27.78
4	3962.9	13.89	1.92	2	27.78
5	3081.63	13.89	1.60	2	27.78
6	3127.31	13.89	1.62	2	27.78
7	3096.22	13.89	1.61	2	27.78
8	3516.77	13.89	1.76	2	27.78
9	3240.031	13.89	1.66	2	27.78
10	3393.14	13.89	1.72	2	27.78
11	4334.99	24	2.06	2.5	60
12	5461.95	24	2.6	3	72
13	3692.06	24	1.82	2	48
14	2470.33	24	1.46	2	48

Vérification :

Il faut vérifier que :

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{505.8}{849.5} = 60\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;

VIII.6.3. Radier général :

VIII.6.3.1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

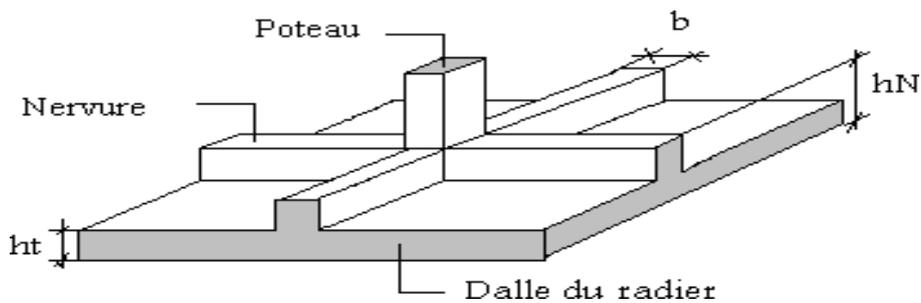


Figure 3: Schéma d'un radier

VIII.6.3.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{néc} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure.

Pour : $\left\{ \begin{array}{l} N=29221.27 \\ \sigma_{sol}= 2 \text{ bars} \end{array} \right.$

La surface totale du radier est 1201.44 m².

VIII 6.3.3. Pré dimensionnement de radier

1. Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

Condition forfaitaire :

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L = 6.75 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h_1 \geq 30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_1 = 40 \text{ cm}$$

2. Nervures

a. Condition de coffrage :

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{10} \text{ donc on prends } b=80\text{cm}$$

Pour des raisons constructives on adopte $b=65\text{cm}$.

b. La hauteur de nervure

b.1 Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a: $L_{max} = 6.75 \text{ m}$ $45\text{cm} < h, < 67.5 \text{ cm}$

On prend : $h = 60 \text{ cm}$

b.2 Condition de la raideur :

- **Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}} > L_{max} \frac{\pi}{2}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 0.4 \text{ MPa}$

L_{max} : La distance maximale entre deux voiles successifs.

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi}\right)^4 \cdot L_{max}^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

I: Inertie de la section da radier (b=1m)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; $E= 3700\sqrt[3]{fc28} = 10818,86\text{MPa}$, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 6.75\right)^4 \cdot 3 \times 0.4 / 10818.86} = 1,27 \text{ m}$$

On a : $h_1 \geq 1,27 \text{ m} \Rightarrow 1,30 \text{ m}$

On prend : $h = 1.30\text{m}$

Le choix final :

- Epaisseur de la dalle du radier
 - Les dimensions de la nervure
- $$\left\{ \begin{array}{l} h=40\text{cm} \\ h_N=1.3\text{m} \end{array} \right.$$

$b=65\text{cm}$

VIII.6.3.4 Caractéristiques géométriques du radier :

a. Position du centre de gravité :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G= 25.03 \text{ m} \\ Y_G= 12 \text{ m} \end{array} \right.$$

b. Moments d'inertie :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{XX}=57669.12 \text{ m}^4 \\ I_{YY}= 25091.09\text{m}^4 \end{array} \right.$$

VIII.6.3.5 Vérifications Nécessaires

VIII.6.3.5.1 Vérification de la Stabilité du Radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de l'ouvrage vis à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité $\left(1,5 \frac{M_s}{M_R} > 1,5\right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des Terres ;

M_R : Moment de renversement du aux forces sismique ;

M_0 : Moment à la base de la structure ;

$$M_R = \sum M_o + Voh$$

V_0 ; L'effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure

Sens x-x :

$$M_0=80581 \text{ KNm} ; ; V_0=4683.04\text{kN}$$

$$h= h_e+h_N = 1 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R=85264.04\text{KN.m}$$

$$N=N_G+N_Q$$

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre du radier.

N_Q : poids de la surcharge d'exploitation de la structure.

On a:

$$N_1= 29221.27 \text{ KN}$$

$$N_2= \rho b .S.h = 13636.8 \text{ KN}$$

Donc:

$$N =42858.07 \text{ kN}$$

$$M_s=N.x_G= 107.27*10^4 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 12.58 > 1,5 \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

Sens y-y :

$$M_0=93409.44 \text{ KN.m} ; V_0=3831.71 \text{ kN}$$

$$h=1\text{m}$$

$$\text{Donc: } M_R=97241.15 \text{ KN.}$$

$$N=4285.07 \text{ kN}$$

$$M_s=N.y_G=51.4210^4 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 5.28 > 1,5 \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

• **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ; donc notre structure est stable dans les deux sens.

VIII.6.3.5.2. Vérification des Contraintes Sous le Radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in situ et au laboratoire : $\sigma_{sol} = 2$ bars

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{42858.07}{1276.5} = 33.57 \text{ KN} \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que :

σ_1 : ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Rester toujours inférieur à } 1,33 \sigma_{sol}$$

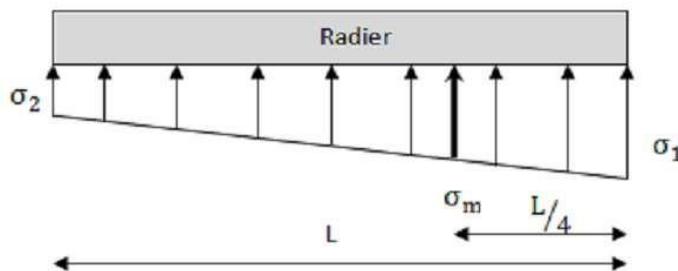


Figure 4 : Contraintes sous le radier

➤ **ELU :**

$$N_u = 1,35 G + 1,5Q = 62485.83 \text{ KN}$$

$$M_{rx} = 93409.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{ry} = 80581 \text{ KN.m}$$

$$S_{rad} = 1201.44 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Tableau 2: Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma(\frac{L}{4})\text{KN/m}$
Sensx-x	85.91	31.2	56.63
Sensy-y	53.6	44.3	29.12
Vérification	$\sigma_{1\max} < 1,5\sigma_{\text{sol}} = 300$	$\sigma_{\min} > 0$ 2	$\sigma(\frac{L}{4}) < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **ELS :**

$$N_{\text{ser}} = 42858.07 \text{ Kn}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Tableau 3: Contraintes sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma(\frac{L}{4})\text{KN/m}$
Sensx-x	70	33.7	51.65
Sensy-y	38.27	28.91	21.43
Vérification	$\sigma_{1\max} < 1,5\sigma_{\text{sol}} = 300$	$\sigma_2 \min > 0$ 2	$\sigma(\frac{L}{4}) < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

c. Détermination des sollicitations les plus défavorable :

$$\text{ELU} : \sigma_u = \sigma(\frac{L}{4}) = 56.63 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : \sigma_u = \sigma(\frac{L}{4}) = 51.51 \text{ KN/m}^2$$

VIII.6.3.6. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable

a. Ferrailage de la dalle du radier

• Valeur de la pression sous radier

- ELU : $q_u = \sigma^u \cdot 1m = 116.25 \text{KN/m}$
- ELS : $q_{ser} = \sigma^{ser} \cdot 1m = 87.42 \text{kN/m}$

a.1 Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur quatre (04) cotés.

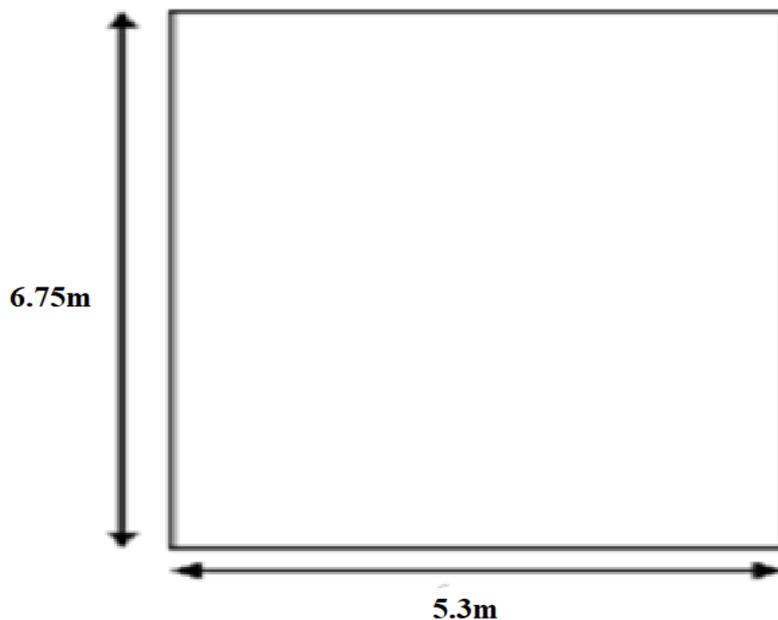


Figure 5 : Panneau de la dalle du radier

a.1 Calcul des moments :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q L^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y q$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν :

$$\text{Coefficient de poisson} \left\{ \begin{array}{l} 0 \text{ à l'ELU} \\ 0,2 \text{ à l'ELS} \end{array} \right.$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "

$$\rho = 0,80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L^2_x = 0,0561 \times 56,03 \times (5,3)^2 = 88,29 \text{ KNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,5959 \times 88,29 = 52,61 \text{ KN.m}$$

A. Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 66,21 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 39,45 \text{ KNm}$$

B. Moment en appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 44,145 \text{ KNm}$$

C. Ferrailage de la dalle :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

C.1 Section minimale :

Sens y-y : $0,08\% b.h = 3,2 \text{ cm}^2 ;$

Sens x-x : $A_{s \text{ min}} = 1,2 (A_{\text{min}} \text{ suivant y-y}) = 3,84 \text{ cm}^2.$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 4: Ferrailage des panneaux du radier

Position	Sens	M_u (KNm)	μ	A_s'	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	66.21	0.036	3,84	0,045	35.3	10.39	6T16	12.06	20
	y-y	39.45	0,021	3,2	0,26	35.61	8.45	5T16	10.06	
Appuis	x-x	44.14	0,02	3,84	0,025	35.6	8.3	5T16	10.06	20
	y-y									

$$Esp \leq \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (120 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Sens x-x :

- **En travée :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 20 \text{ cm}$

Sens y-y :

$$\text{Esp} \leq \text{Min} (4h ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (160\text{cm} ; 40\text{ cm}) = 40\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{ cm} \leq 40\text{cm}$$

On opte pour $S_t = 20\text{cm}$

• **Aux appui :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{ cm} \leq 33\text{cm}$$

On opte $S_t = 20\text{cm}$

C.3 Vérification nécessaire :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34\text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 4,34\text{ cm}^2 \leq A_s \text{ adopté} = 10,06\text{cm}^2$$

Donc condition est vérifiée.

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\rho = 0,80 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0628 \\ \mu_y = 0,7111 \end{array} \right.$$

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPA}$$

$$\text{Acier : } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d-Y) \leq \overline{\sigma}_s = 201,63\text{ MPA}$$

Avec :

- $\frac{b}{3}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$
- $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2$

Tableau 5: Vérification des contraintes.

	Sens	Mser (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	89.79	12.06	11.525	159390.9	6.47	15	11.38	201,63	Verifié
	y-y	63.85	10.06	107.01	137428.16	4.6	15	11.75	201,63	Verifié
Appuis	x-x	44.89	10.06	107.01	137428.16	4.6	15	11.7	201,63	Verifié
	y-y									

- Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau}_u = \text{Min} (0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = q_u L / 2 = \frac{116.25 \times 6}{2} = 348.75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{348.75 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.96 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifier}$$

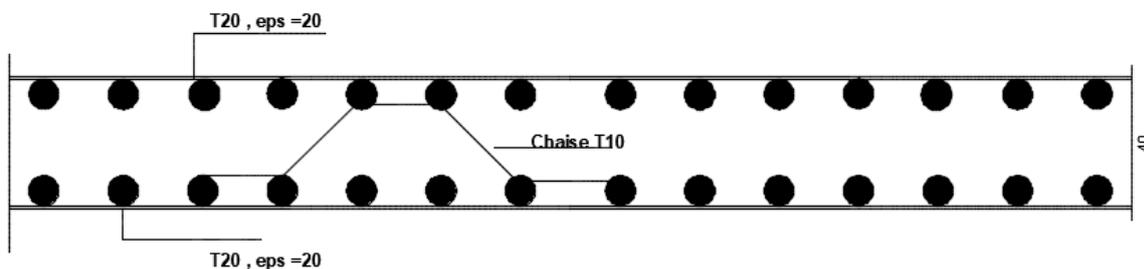


Figure 6: Schéma de ferrailage la dalle de radier

b. Ferrailage des nervures

b.1 Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « **BAEL91 modifier 99** »

$$\text{On a : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,75 M_0$

En appuis : $M_a = 0,5 M_0$

b.2 Calcul des armateurs :

$b = 80\text{cm}$, $h = 130\text{ cm}$, $d = 117\text{ cm}$

- **Sens porteur** : $L = 6.75\text{ m}$; $q = 56.63\text{ kN/m}$

Tableau 6: Ferrailage des nervures (sens porteur).

Position	M_u (KNm)	μ	α	Z	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	249.39	0,02	0,025	1158.3	10.67	8T16	16,08
Appuis	161.26	0,012	0,013	1123.2	7.12	5T16	10,05

- **Sens non porteur** : $L = 6.75\text{ m}$; $q = 51.65\text{kN/m}$

Tableau 7: Ferrailage des nervures (sens non porteur).

Position	M_u (KNm)	μ	α	Z	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	149.13	0,015	0,018	1165.32	10.6	6T16	12.06
Appuis	99.42	0,01	0,018	1164	7.20	5T16	10,05

b.3 Vérification nécessaire :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 7,77\text{ cm}^2$$

Tableau 8: Vérification de la condition non fragilité.

	Position	A_s^{adp} (cm ²)	A_s^{min}	Vérification
Sens Y	Travée	16,08	8.33	Oui
	Appuis	10,05	8.33	Oui
Sens X	Travée	12,06	8.33	Oui
	Appuis	10,05	8.33	Oui

2. Vérification des contraintes à ELS :

Tableau 9: Vérification des contraintes à l'ELS.

	Position	M _{ser} (Kn.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Vérification
Sens X-X	Travée	136.01	16.08	28.2	2.5 × 10 ⁶	2.05	15	5.304	201,6	OUI
	Appuis	90.87	10,05	23.04	1.65 × 10 ⁶	2.08	15	5.17		OUI
Sens Y-Y	Travée	220.62	16,08	28.20	2.5 × 10 ⁶	3.13	15	7.85	201,6	OUI
	Appuis	147.08	10,05	23.04	1.65 × 10 ⁶	3.07	15	12.56		OUI

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_c; 28; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_U = q_u L / 2 = \frac{56.63 \times 6,75}{2} = 191.12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{191.12 \times 10^3}{800 \times 1170} = 0,2\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifier}$$

4. Armatures transversales :

- **BAEL 91 modifié 99 [1] :**

$$* \frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (k = 1 \text{ pas de risque de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9 d ; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 s_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,4 \text{ MPa}$$

- **RPA99 version 2003 [2] :**

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_1\right) = 19,2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

* $S_t \leq \frac{h}{2} = 70 \text{ cm}$ Zone courante

Avec :

$\phi_1 \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10} \right) = 1,6 \text{ cm}$

$f_e = 400 \text{ MPa} ; \tau_u = 0,2 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; b = 80 \text{ cm} ; d = 117 \text{ cm}$

On trouve :

$S_t = 20 \text{ cm}$ zone nodale.

$S_t = 30 \text{ cm}$ zone courant.

Tableau VIII 10 :

Tableau 10: Choix des armatures transversale

	Section	Zone	St (cm)	ϕ_t	At calculée	Choix des armatures	At (cm ²)
Nervures	80x130	Courant	30	1,6	5,85	6T12	6,65
		Nodale	15		2,92	5T12	5,65

5. Armateur de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm² /ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$h = 130 \text{ cm}$

$A_p = 3 \times 1.30 = 5,2 \text{ cm}^2$

On choisit : $A_p = 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2$

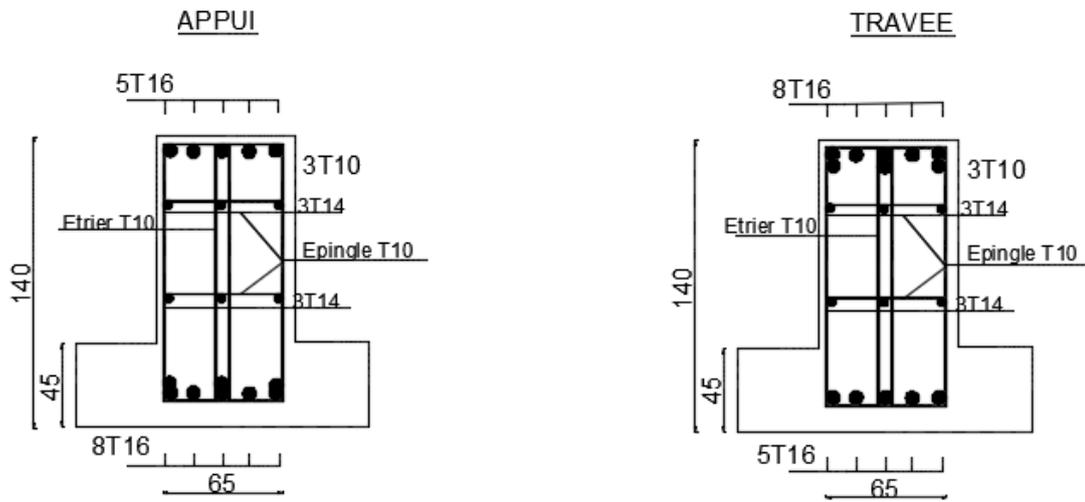


Figure 7 : Schéma de ferrailage des nervures Y-Y

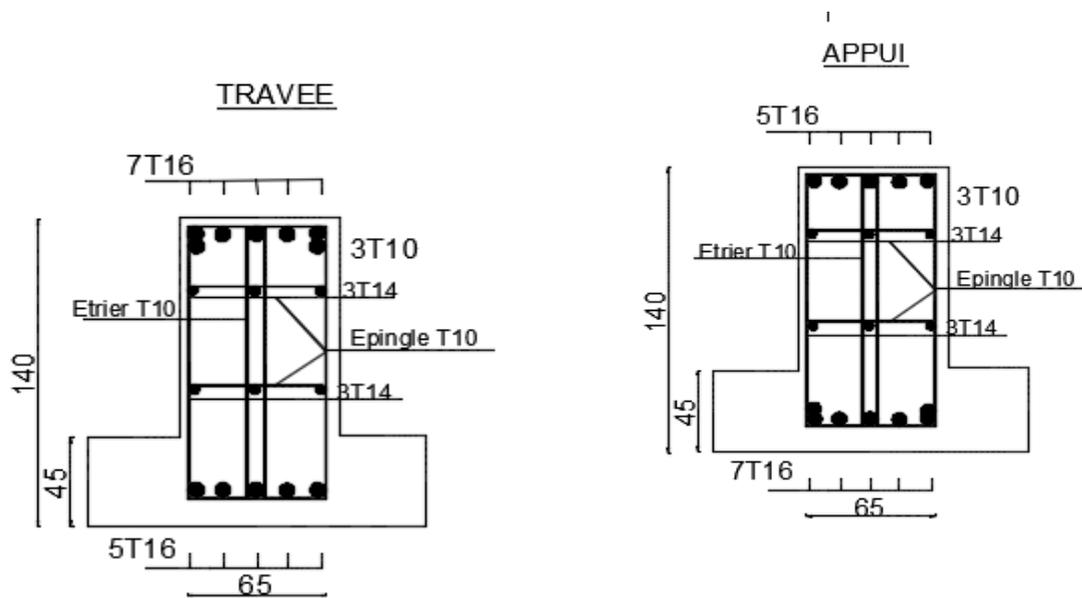


Figure 8 : Schéma de ferrailage des nervures x-x

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet de fin d'étude nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de la construction qui est un domaine très vaste et d'acquérir de nouvelles connaissances complémentaires nécessaires pour notre formation et d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

La nécessité d'un logiciel de calcul nous a poussé à débiter et d'avoir certaines connaissances sur le logiciel d'analyse des structures « ROBOT », nous sommes parvenus à un certain nombre de constatations également au cours de notre étude

Cette étude représente la première expérience dans notre profession à apprendre les différentes réglementations à appliquer et à respecter, ainsi que le contact avec les différentes entreprises qui nous a permis de trouver des solutions économiques et rationnelles aux difficultés rencontrées.

Ce projet de fin d'étude nous a donné l'occasion de côtoyer des personnes de différents horizons qui nous ont fait progresser dans son avancement.

Nous avons remarqué et nous sommes convaincus que l'utilisation de l'outil informatique en générale et les logiciels d'analyse des structures « logiciel ROBOT » permet d'obtenir des résultats précis, gagner du temps et faciliter l'étude technique. La maîtrise de ces outils aujourd'hui est indispensable.

ANNEX



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

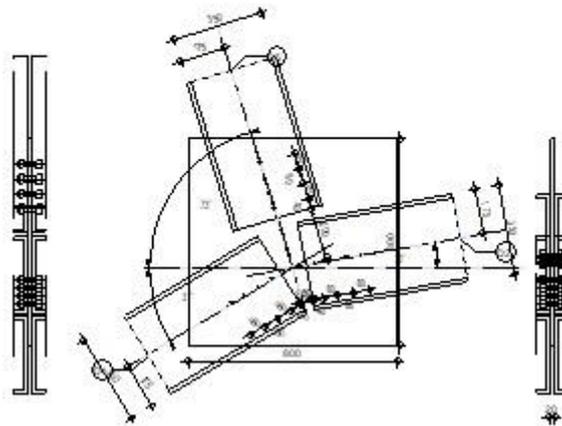
Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,79

D1 - 2 UPN 350
D2 - 2 UPN 350
D5 - 2 UPN 350



GENERAL

Assemblage N°: 21
 Nom de l'assemblage : Gousset - noeud membrure de treillis
 Noeud de la structure: 5039
 Barres de la structure: 5649, 764, 765,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 1	Barre 2	Barre 5		
Barre N°:		5649	764	765		
Profilé:		2 UPN 350	2 UPN 350	2 UPN 350		
	h	350	350	350		mm
	b _f	100	100	100		mm
	t _w	14	14	14		mm
	t _f	16	16	16		mm
	r	16	16	16		mm
	A	154,60	154,60	154,60		cm ²
Matériau:		ACIER	ACIER	ACIER		
	f _y	235,00	235,00	235,00		MPa
	f _u	365,00	365,00	365,00		MPa
Angle	α	31,1	10,4	107,2		Deg

		Barre 1	Barre 2	Barre 5			
Longueur	1	1,42	1,91	3,93			m

BOULONS

Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
d =	18 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	20 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,92 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	2,54 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	550,00 [MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	800,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	4	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	60; 60; 60 [mm]	
e ₁ =	40 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	175 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	50 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
d =	18 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	20 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,92 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	2,54 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	550,00 [MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	800,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	4	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	60; 60; 60 [mm]	
e ₁ =	40 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	175 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	50 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 5

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
d =	18 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	20 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,92 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	2,54 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{yb} =	550,00 [MPa]	Limite de plasticité
f _{ub} =	800,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	4	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	60; 60; 60 [mm]	
e ₁ =	40 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e ₂ =	175 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e _c =	200 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 800$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 800$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0 ; 100)

$e_v = 300$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_H = 400$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_0 = 0$ [mm] Distance axe membrure hor.

Matériau: ACIER
 $f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 10: GQEY (1+2+5) *1.00

$N_{b1,Ed} = -461,37$ [kN] Effort axial
 $N_{b2,Ed} = -465,12$ [kN] Effort axial
 $N_{b5,Ed} = -166,99$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 147,46$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,67$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $0,67 > 0,00$ **vérifié**

$$F_{b,Rd1x} = 245,2 \text{ [kN Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou]} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_M$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 367,92 \text{ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,75 \quad \text{Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,75 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 197,10 \text{ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou} \quad F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 262,80 \text{ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$$F_{NSd} = -115,34 \text{ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial} \quad F_{NSd} = N_{b1,Ed}/n$$

$$F_{x,Ed} = -115,34 \text{ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$$F_{z,Ed} = 0,00 \text{ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

$$F_{Ed} = 115,34 \text{ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{Rdx} = 197,10 \text{ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = 262,80 \text{ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |-115,34| < 197,10 \quad \text{vérifié} \quad (0,59)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |0,00| < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$F_{Ed} \leq F_{vRd} \quad 115,34 < 147,46 \quad \text{vérifié} \quad (0,78)$$

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$A = 77,30 \text{ [cm}^2\text{] Aire de la section transversale du profilé en U}$$

$$A_{net} = 74,50 \text{ [cm}^2\text{] Aire de la section nette} \quad A_{net} = A - t \cdot d_0$$

$$N_{uRd} = 1957,86 \text{ [kN] Résistance de calcul de la section nette} \quad N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u1}) / \gamma_{M2}$$

$$N_{plRd} = 1816,55 \text{ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute} \quad N_{pl,Rd} = A \cdot f_{y1} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot N_{b1,Ed}| \leq N_{tRd} \quad |-230,69| < 1957,86 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

$$|0.5 \cdot N_{b1,Ed}| \leq N_{pl,Rd} \quad |-230,69| < 1816,55 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$$A_{nt} = 23,10 \text{ [cm}^2\text{] Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 21,00 \text{ [cm}^2\text{] Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 622,18 \text{ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot N_{b1,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |-230,69| < 622,18 \quad \text{vérifié} \quad (0,37)$$

BARRE 2

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 147,46$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,67 \quad \text{Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,67 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 245,2 \left[\frac{\text{kN}}{8} \right] \quad \text{Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 367,92 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,75 \quad \text{Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,75 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 197,1 \left[\frac{\text{kN}}{0} \right] \quad \text{Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 262,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = -116,28$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$$F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$$

$F_{x,Ed} = -116,28$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$$F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$$F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

$F_{Ed} = 116,28$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$F_{Rdx} = 197,10$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$F_{Rdz} = 262,80$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |-116,28| < 197,10 \quad \text{vérifié} \quad (0,59)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |0,00| < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$F_{Ed} \leq F_{vRd} \quad 116,28 < 147,46 \quad \text{vérifié} \quad (0,79)$$

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 77,30$ [cm ²]	Aire de la section transversale du profilé en U		
$A_{net} = 74,50$ [cm ²]	Aire de la section nette		$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$N_{uRd} = 1957,86$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette		$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 1816,55$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		$N_{plRd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq N_{tRd}$		$ -232,56 < 1957,86$	vérifié (0,12)
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$		$ -232,56 < 1816,55$	vérifié (0,13)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 23,10$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 21,00$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 622,18$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$		$ -232,56 < 622,18$	vérifié (0,37)

BARRE 5

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 147,46$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement		$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$
--------------------------	---	--	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,67$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons		$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		$0,67 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 245,28$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou		$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z			
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 367,92$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,75$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons		$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		$0,75 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 197,10$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou		$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z			
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 262,80$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = -41,75$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial			$F_{NSd} = N_{b5,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = -41,75$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x			$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z			$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 41,75$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon			$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 197,10$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x			$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 262,80$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z			$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -41,75 < 197,10$	vérifié	(0,21)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 262,80$	vérifié	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$41,75 < 147,46$	vérifié	(0,28)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 77,30$ [cm ²] Aire de la section transversale du profilé en U			
$A_{net} = 74,50$ [cm ²] Aire de la section nette			$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$N_{uRd} = 1957,86$ [kN] Résistance de calcul de la section nette			$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u5}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 1816,55$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute			$N_{plRd} = A \cdot f_{ys} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b5,Ed} \leq N_{tRd}$	$ -83,49 < 1957,86$	vérifié	(0,04)
$ 0.5 \cdot N_{b5,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -83,49 < 1816,55$	vérifié	(0,05)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 23,10$ [cm ²] Aire nette de la zone de la section en traction			
$A_{nv} = 21,00$ [cm ²] Aire de la zone de la section en traction			
$V_{effRd} = 622,18$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous			$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b5,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -83,49 < 622,18$	vérifié	(0,13)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,79



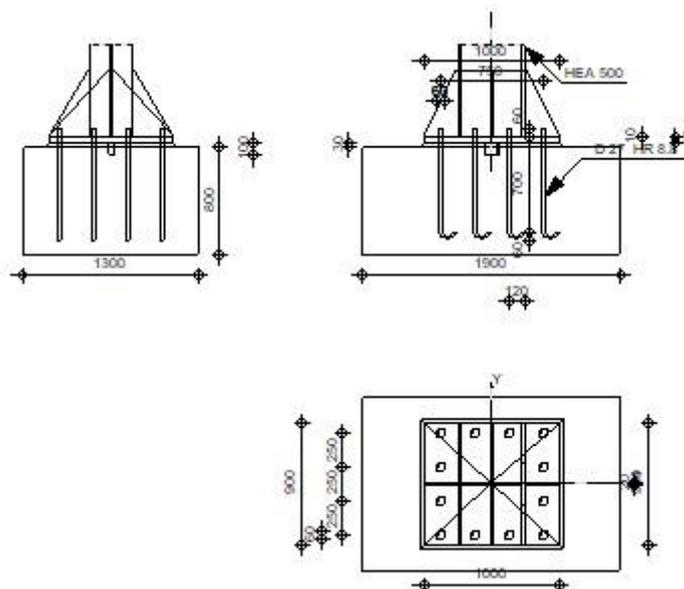
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019



Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB
Design Guide: Design of fastenings in concrete

Ratio
0,87



GENERAL

Assemblage N°: 20

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 22

Barres de la structure: 33

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 500

Barre N°: 33

$L_c = 4,59$ [m] Longueur du poteau

$\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 490$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 23$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$L_c = 4,59$ [m] Longueur du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 197,54$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 86974,80$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: ACIER
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 365,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 1000$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 900$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 35$ [mm] Epaisseur
Matériau: ACIER E28
 $f_{ypd} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 405,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

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

Classe = HR 8.8 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 640,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 900,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 27$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 4,59$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 5,73$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 4$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 4$ Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} = 250;250$ [mm]
Entraxe $e_{Vi} = 250;250$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]
 $L_2 = 700$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]

$L_3 = 120$ [mm]

$L_4 = 0$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 60$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

BECHE

Profilé: IPE 100

$l_w = 100$ [mm] Longueur

Matériau: ACIER

$f_{yw} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR

$l_s = 1000$ [mm] Longueur

$w_s = 900$ [mm] Largeur

$h_s = 490$ [mm] Hauteur

$t_s = 20$ [mm] Epaisseur

$d_1 = 20$ [mm] Grugeage

$d_2 = 20$ [mm] Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 1900$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 1300$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 800$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON20

$f_{ck} = 20,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 12$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 12$ [mm] Bêche

$a_s = 12$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 9: GQEX (1+2+4)*1.00

$N_{j,Ed} = -3021,81$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = 389,33$ [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = 9,01$ [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = 16,94$ [kN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = 183,81$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 13,33$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 14,33$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

$c =$	89 [mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	200 [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	477 [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	954,17 [cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	7663,15 [cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$			
$F_{rd,u} =$	3605,42 [kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$	0,67	Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$			
$f_{jd} =$	25,19 [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]

$A_{c,n} =$	6125,96 [cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	2110,26 [cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	2668,85 [cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$			
$F_{c,Rd,n} =$	15431,62 [kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	5315,84 [kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	6722,97 [kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL =$	1,00	Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} =$	13477,16 [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	3167,13 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	524 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y} =$	6044,47 [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	12252,23 [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	2879,27 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	449 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z} =$	6412,80 [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$$N_{j,Rd} = 15431,62 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle à l'effort axial} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$$F_{C,Rd,y} = 5315,84 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$$F_{C,Rd,z} = 6412,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \text{ (6.24)} \quad 0,20 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,20)$$

$$e_y = 6 \text{ [mm]} \quad \text{Excentricité de l'effort axial} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,y} = 262 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier } F_{C,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,y} = 375 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier } F_{T,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,y} = 58,36 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \text{ (6.23)} \quad 0,29 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,29)$$

$$e_z = 61 \text{ [mm]} \quad \text{Excentricité de l'effort axial} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,z} = 224 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier } F_{C,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,z} = 375 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier } F_{T,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,z} = 613,83 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \text{ (6.23)} \quad 0,30 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,30)$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,59 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,59)$$

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,86$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = 0,86$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,y} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 659,87$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 1,44$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 1,00$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 765,45$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,25$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 5,73$ [cm²] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 900,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 102,24$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$ Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 1,86$ [kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 61$ [mm] Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 50,69$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 145,28$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$N_{Rk,c} = 145,28$	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,cp} = 134,52$	[kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 409,8$	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} = 1,00$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} = 1,00$		Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} = 1,00$		Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} = 1,00$		Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$		Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$		Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,y} = 189,72$	[kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 1239,0$	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} = 0,30$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} = 1,03$		Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} = 0,80$		Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} = 1,00$		Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$		Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$		Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,z} = 138,40$	[kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 3021,81$ [kN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$$

$F_{f,Rd} = 906,54$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * I_w * b_{wy} * f_{ck} / \gamma_c$$

$F_{v,Rd,wg,y} = 186,67$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * I_w * b_{wz} * f_{ck} / \gamma_c$$

$F_{v,Rd,wg,z} = 102,67$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,y} = 1701,43$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ $0,23 < 1,00$ **vérifié** (0,23)

$$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 1617,43$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,01 < 1,00$ **vérifié** (0,01)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,23 < 1,00$ **vérifié** (0,23)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$M_1 = 61,34$ [kN*m] Moment fléchissant du raidisseur

$Q_1 = 481,09$ [kN] Effort tranchant du raidisseur

$z_s = 80$ [mm] Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$M_1 =$	61,34 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$I_s =$	71434,23 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d =$	3,85 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_g =$	38,23 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\tau =$	49,09 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_z =$	85,11 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		0,31 < 1,00	vérifié	(0,31)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$M_1 =$	185,96 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 =$	837,65 [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$z_s =$	160 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s =$	50505,93 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d =$	46,10 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_g =$	134,31 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\tau =$	85,47 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_z =$	155,06 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		0,56 < 1,00	vérifié	(0,56)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 =$	84,90 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 =$	565,98 [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$z_s =$	113 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s =$	62755,68 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d =$	10,55 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_g =$	55,74 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\tau =$	57,75 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_z =$	100,59 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		0,37 < 1,00	vérifié	(0,37)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} =$	22,66	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	22,66	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	6,09	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	0,39	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
<hr/>				
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)			0,09 < 1,00	vérifié (0,09)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,14 < 1,00	vérifié (0,14)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,11 < 1,00	vérifié (0,11)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	45,16	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	45,16	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	40,91	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	114,80	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
<hr/>				
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,33 < 1,00	vérifié (0,33)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	136,91	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	136,91	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	71,23	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	300,34	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
<hr/>				
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,87 < 1,00	vérifié (0,87)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	62,51	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	62,51	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	48,13	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	150,26	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} =$	62,51	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,44 < 1,00	vérifié (0,44)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	55,58	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	55,58	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	61,15	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	153,54	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,40 < 1,00	vérifié (0,40)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	55,58	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	55,58	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	81,51	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	179,70	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,47 < 1,00	vérifié (0,47)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	55,58	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	55,58	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	61,91	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	154,46	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,41 < 1,00	vérifié (0,41)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} = 200$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 477$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff}) / (1.275 \cdot E)}$$

$k_{13,y} = 35$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 637$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$m = 101$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,y} = 11$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 305$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$k_{16,y} = 2$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,y} = 0,23$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 997724,20$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [Tableau 6.12]

$S_{j,rig,y} = 1193771,76$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{(A_{c,z}) / (1.275 \cdot E)}$$

$k_{13,z} = 58$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 572$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 105$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,z} = 9$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 305$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$k_{16,z} = 2$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,z} =$	0,67	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	1225217,45 [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	142293,53 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$	RIGIDE		[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

RAIDISSEUR - SOUDURES VERTICALES

REMARQUES

Rayon de courbure de l'ancrage trop faible. 60 [mm] < 81 [mm]

Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court. 0 [mm] < 135 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,87

- CCM 97 : Règle de calcul des constructions en acier.
- RPA99v2003 : Règlement parasismique algériennes version 2003.
- RNV2013 : Règles définissant les effets de la neige et du vent.
- BAEL : Béton armé aux états limites.
- DTR C2.2 : Charges et structures.